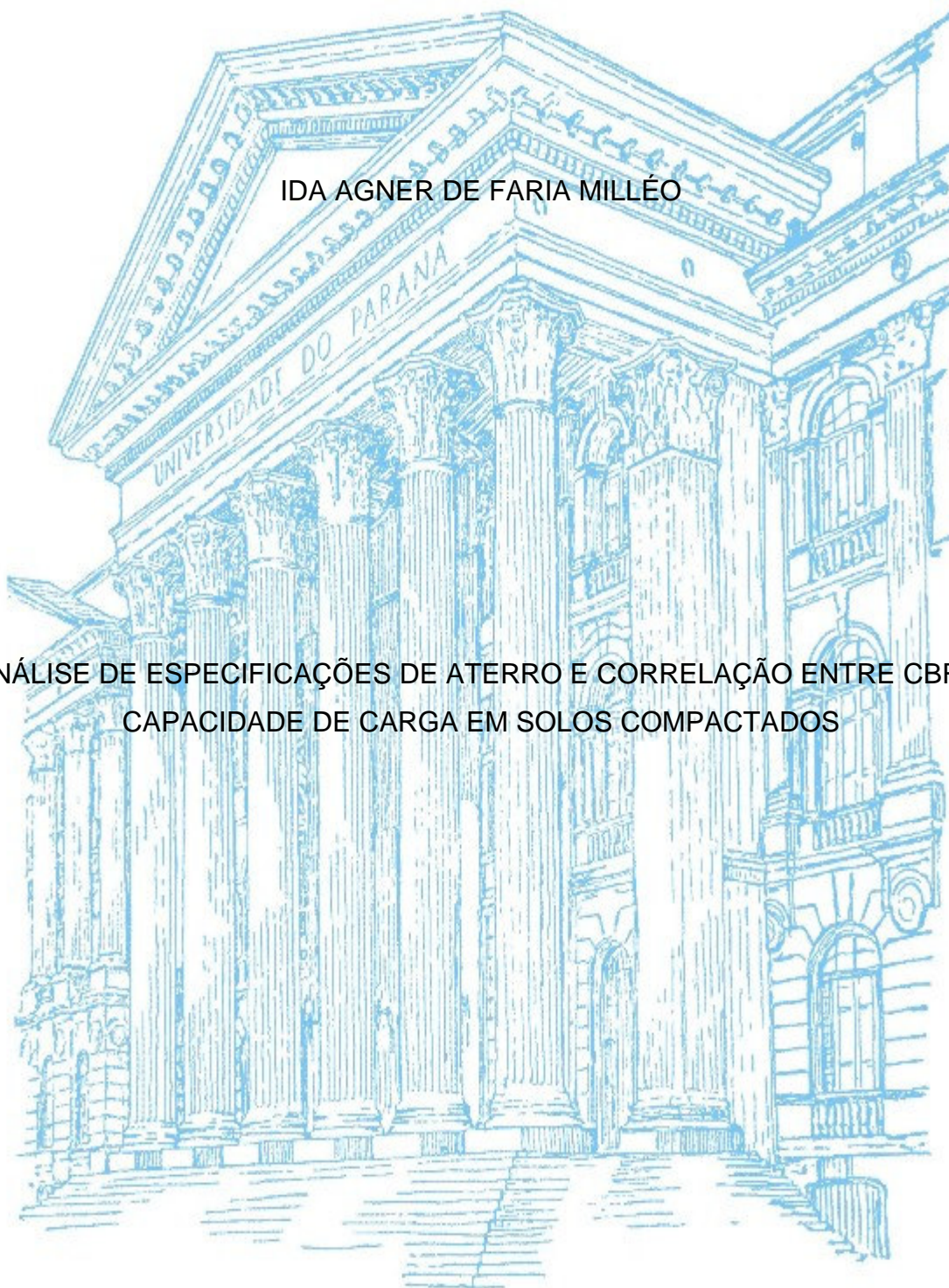


UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

IDA AGNER DE FARIA MILLÉO

ANÁLISE DE ESPECIFICAÇÕES DE ATERRO E CORRELAÇÃO ENTRE CBR E  
CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS COMPACTADOS



CURITIBA

2012

IDA AGNER DE FARIA MILLÉO

ANÁLISE DE ESPECIFICAÇÕES DE ATERRO E CORRELAÇÃO ENTRE CBR E  
CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS COMPACTADOS

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Engenharia da Construção Civil, no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Ney Augusto Nascimento

CURITIBA

2012

Milléo, Ida Agner de Faria

Análise de especificações de aterro e correlação entre CRB e capacidade de carga em solos compactados / Ida Agner De Faria Milléo. – Curitiba, 2012.

175 f. : il., tab, graf.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil.

Orientador: Ney Augusto Nascimento

1. Solos - Umidades. 2. Aterros. 3. Solos - Compactação. I. Nascimento, Ney Augusto. II. Título.

CDD 624.151363

## **TERMO DE APROVAÇÃO**

IDA AGNER DE FARIA MILLÉO

### **ANÁLISE DE ESPECIFICAÇÕES DE ATERRO E CORRELAÇÃO ENTRE CBR E CAPACIDADE DE CARGA EM SOLOS COMPACTADOS**

Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

---

Prof. Dr. Ney Augusto Nascimento  
Orientador – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de  
Construção Civil da UFPR

---

Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da  
UFPR

---

Prof. Dr. Rogério Francisco Kuster Puppi  
Departamento Acadêmico de Construção Civil da UTFPR

Curitiba, 06 de agosto de 2012.



Dedico este trabalho aos meus três filhos, que apesar da pouca idade, tiveram sua carreira acadêmica iniciada ao presenciarem com maturidade a construção do saber ao lado de sua mãe, durante o desenvolvimento deste trabalho.

## **AGRADECIMENTOS**

Muito obrigada a Deus, Senhor que é meu protetor e guia sempre presente, fortalecendo minhas energias e revigorando a minha fé quando me sinto cansada. Meus agradecimentos à família, amigos e colegas que de alguma maneira contribuíram nesse processo de amadurecimento científico. Um obrigado em especial para a minha mãe, meu marido e às minhas colaboradoras do lar que cuidaram dos meus filhos para que eu pudesse evoluir profissional e intelectualmente com a presente oportunidade. Meus sinceros agradecimentos à COPEL, ao LACTEC e ao meu orientador, Professor Ney, pela confiança em mim depositada. Por fim, um especial agradecimento ao Professor Sidnei Teixeira e ao Professor Rogério Puppi pela disposição em fazer parte da banca examinadora, contribuindo para os encaminhamentos finais do trabalho aqui proposto.

“Obstáculo é aquilo que você enxerga, quando  
tira os olhos do seu objetivo.”

Henry Ford

## RESUMO

Parâmetros de controle tais como teor de umidade e valores de CBR foram estabelecidos em obras de subestação de energia, com objetivo de assegurar capacidade de suporte e recalques adequados de aterros. O CBR mínimo adotado, igual a 10%, foi tomado como aceitável e diversas obras realizadas nos últimos anos têm demonstrado bom desempenho. O objetivo do presente estudo foi verificar a pertinência de tais parâmetros especificados, por meio de testes de campo (provas de carga sobre placa) e em laboratório (cisalhamento direto, adensamento, CBR e caracterização do solo), focando aterros executados em alguns locais do Estado do Paraná. Tentativas de correlacionar os valores de CBR com alguns parâmetros geotécnicos mais representativos de capacidade de suporte foram feitas e conclusões são apresentadas, mostrando tendências razoáveis entre CBR e coeficiente de recalque, por exemplo, em especial para solos mais arenosos.

**Palavras-chave:** Aterros. Parâmetros de solo. Correlações. CBR.

## **ABSTRACT**

Some common geotechnical parameters, such as water content and CBR value, were tentatively established to help provide adequate support and settlement fill behavior for electric substation structures. A minimum CBR adopted by an electric power company, equal to 10%, has been used for some time and was checked in real works. The objective of the present study was to verify the correctness of such simple specification by means of field plate load tests and laboratory tests (consolidation, direct shear, compaction, CBR and soil characterization), emphasizing such structures built in a few sites around Paraná State. Attempts to correlate CBR values with other considered more representative geotechnical parameters of fills were made and some conclusions are presented, showing so far reasonable tendency between CBR and deformation modulus, as well as with bearing capacity, for example, mainly for sandy soils.

**Key-words:** Fills. Soil parameters. Correlations. CBR.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – ESTRUTURA DOS SOLOS COMPACTADOS, SEGUNDO PROPOSIÇÃO DE LAMBE. ....	24
FIGURA 2 – CURVA DE COMPACTAÇÃO. ....	25
FIGURA 3 – CARTA DE PLASTICIDADE. ....	34
FIGURA 4 – MECANISMO DE RUPTURA CONSIDERADO POR TERZAGHI. ....	39
FIGURA 5 – DIAGRAMA DA PROVA DE CARGA EM PLACA. ....	42
FIGURA 6 – INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA – CASOS TÍPICOS. ....	43
FIGURA 7 – MODELO FÍSICO DO ENSAIO DE CBR. ....	45
FIGURA 8 – RELAÇÃO ENTRE VALORES CALCULADOS E OBTIDOS EXPERIMENTALMENTE. ....	51
FIGURA 9 – CORRELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE RECALQUE ( $k_2$ ) E O CBR. ....	53
FIGURA 10 – COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE TESTES DE DENSIDADE DE CAMPO. ....	59
FIGURA 11 – ESQUEMA DE REAÇÃO UTILIZADO NAS PROVAS DE CARGA. ...	65
FIGURA 12 – MAPA DE COLETA DAS AMOSTRAS. ....	71



## LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 - PROVA DE CARGA SE SANTA MÔNICA.....	75
GRÁFICO 2 – PROVA DE CARGA SE POSTO FISCAL. ....	75
GRÁFICO 3 – PROVA DE CARGA SE PRUDENTÓPOLIS.....	76
GRÁFICO 4 – PROVA DE CARGA SE VILA CARLI.....	76
GRÁFICO 5 – PROVA DE CARGA SE DJP. ....	77
GRÁFICO 6 – PROVA DE CARGA SE ALTÔNIA.....	77
GRÁFICO 7 – CORRELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE RECALQUE ( $k_2$ ) E CBR – PARA TODOS OS SOLOS DAS PROVAS DE CARGA.....	85
GRÁFICO 8 – CORRELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE RECALQUE ( $k_2$ ) E CBR – PARA MESMA CLASSIFICAÇÃO ABNT.....	86
GRÁFICO 9 – CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE GRUPO (IG) E CBR – TODAS AS AMOSTRAS DAS PROVAS DE CARGA.....	86
GRÁFICO 10 – CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE GRUPO (IG) E CBR – TODAS AS AMOSTRAS DA PESQUISA. ....	87
GRÁFICO 11 – CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE GRUPO (IG) E CBR – TODAS AS AMOSTRAS COM UMIDADE EM TORNO DA UMIDADE ÓTIMA.....	87
GRÁFICO 12 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AMOSTRAS DAS PROVAS DE CARGA. ....	88
GRÁFICO 13 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AREIAS DAS PROVAS DE CARGA. ....	88
GRÁFICO 14 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AREIAS DAS PROVAS DE CARGA, DE MESMA CLASSIFICAÇÃO ABNT.....	89
GRÁFICO 15 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AMOSTRAS DA PESQUISA.....	89
GRÁFICO 16 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AMOSTRAS DA PESQUISA COM UMIDADE EM TORNO DA ÓTIMA.....	90
GRÁFICO 17 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AREIAS DA PESQUISA.....	90
GRÁFICO 18 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AREIAS DA PESQUISA (RECOMPACTADA E INDEFORMADA).....	91

GRÁFICO 19 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS ARGILAS DA PESQUISA. ....	91
GRÁFICO 20 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS ARGILAS, DE MESMA CLASSIFICAÇÃO ABNT, DA PESQUISA (RECOMPACTADA E INDEFORMADA). ....	92
GRÁFICO 21 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE SANTA MÔNICA. ....	108
GRÁFICO 22 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE POSTO FISCAL. ....	108
GRÁFICO 23 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE PRUDENTÓPOLIS. ....	109
GRÁFICO 24 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE VILA CARLI. .....	109
GRÁFICO 25 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS. ....	110
GRÁFICO 26 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE ALTÔNIA. .....	110
GRÁFICO 27 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE CAMPO MOURÃO. ....	111
GRÁFICO 28 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE JAGUARIAIVA. ....	111
GRÁFICO 29 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE PATO BRANCO. ....	112
GRÁFICO 30 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE PONTA GROSSA SUL. ....	112
GRÁFICO 31 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE UNIÃO DA VITÓRIA. ....	113
GRÁFICO 32 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA – SE TANGARÁ ARAPONGAS. ....	113
GRÁFICO 33 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE CASCAVEL OESTE. ....	114
GRÁFICO 34 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE TAMOIO. ....	114
GRÁFICO 35 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE MANDACARU. ....	115

GRÁFICO 36 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE SANTA MÔNICA. ....	115
GRÁFICO 37 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE POSTO FISCAL.....	116
GRÁFICO 38 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE PRUDENTÓPOLIS. ....	116
GRÁFICO 39 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE VILA CARLI. ....	117
GRÁFICO 40 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS.....	117
GRÁFICO 41 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE ALTÔNIA. ....	118
GRÁFICO 42 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE CAMPO MOURÃO. ....	118
GRÁFICO 43 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE JAGUARIAIVA.....	119
GRÁFICO 44 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE PATO BRANCO.....	119
GRÁFICO 45 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE PONTA GROSSA SUL. ....	120
GRÁFICO 46 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE UNIÃO DA VITÓRIA. ....	120
GRÁFICO 47 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE TANGARÁ ARAPONGAS.....	121
GRÁFICO 48 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE CASCAVEL OESTE. ....	121
GRÁFICO 49 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE TAMOIO.....	122
GRÁFICO 50 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE MANDACARU.....	122
GRÁFICO 51 – ISC E EXPANSÃO - SE CAMPO MOURÃO.....	123
GRÁFICO 52 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE CAMPO MOURÃO. ....	123
GRÁFICO 53 – ISC E EXPANSÃO - SE JAGUARIAIVA. ....	124
GRÁFICO 54 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE JAGUARIAIVA.....	124
GRÁFICO 55 – ISC E EXPANSÃO - SE PATO BRANCO.....	125
GRÁFICO 56 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DE ENSAIO DE ISC - SE PATO BRANCO.....	125
GRÁFICO 57 – ISC E EXPANSÃO - SE PONTA GROSSA SUL.....	126
GRÁFICO 58 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE PONTA GROSSA SUL.....	126
GRÁFICO 59 – ISC E EXPANSÃO - SE UNIÃO DA VITÓRIA.....	127
GRÁFICO 60 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE UNIÃO DA VITÓRIA.....	127
GRÁFICO 61 – ISC E EXPANSÃO - SE TANGARÁ ARPONGAS.....	128
GRÁFICO 62 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE TANGARÁ ARAPONGAS.....	128

GRÁFICO 63 – ISC E EXPANSÃO - SE CASCAVEL OESTE.....	129
GRÁFICO 64 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE CASCAVEL OESTE. ....	129
GRÁFICO 65 – ISC E EXPANSÃO - SE TAMOIO. ....	130
GRÁFICO 66 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE TAMOIO. ....	130
GRÁFICO 67 – ISC E EXPANSÃO - SE MANDACARU. ....	131
GRÁFICO 68 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE MANDACARU. ....	131
GRÁFICO 69 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE SANTA MÔNICA. ....	132
GRÁFICO 70 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE SANTA MÔNICA. ....	132
GRÁFICO 71 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE POSTO FISCAL. ....	133
GRÁFICO 72 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE POSTO FISCAL. ....	133
GRÁFICO 73 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE PRUDENTÓPOLIS. ....	134
GRÁFICO 74 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE PRUDENTÓPOLIS. ....	134
GRÁFICO 75 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE VILA CARLI. ....	135
GRÁFICO 76 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE VILA CARLI. ....	135
GRÁFICO 77 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS. ....	136
GRÁFICO 78 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS. ....	136
GRÁFICO 79 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE ALTÔNIA. ....	137
GRÁFICO 80 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE ALTÔNIA. ....	137
GRÁFICO 81 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE CAMPO MOURÃO. ....	138
GRÁFICO 82 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE CAMPO MOURÃO. ....	138
GRÁFICO 83 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE JAGUARIAIVA. ....	139
GRÁFICO 84 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE JAGUARIAÍVA. ....	139
GRÁFICO 85 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE PATO BRANCO. ....	140
GRÁFICO 86 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE PATO BRANCO. ....	140
GRÁFICO 87 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE PONTA GROSSA SUL. ....	141
GRÁFICO 88 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE PONTA GROSSA SUL. ....	141
GRÁFICO 89 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE UNIÃO DA VITÓRIA. ....	142
GRÁFICO 90 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE UNIÃO DA VITÓRIA. ....	142

GRÁFICO 91 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE TANGARÁ ARAPONGAS.	143
GRÁFICO 92 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE TANGARÁ ARAPONGAS. ...	143
GRÁFICO 93 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE CASCAVEL OESTE. ....	144
GRÁFICO 94 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE CASCAVEL OESTE. ....	144
GRÁFICO 95 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE TAMOIO. ....	145
GRÁFICO 96 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE TAMOIO. ....	145
GRÁFICO 97 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE MANDACARU. ....	146
GRÁFICO 98 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE MANDACARU. ....	146
GRÁFICO 99 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE SANTA MÔNICA. ....	147
GRÁFICO 100 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE POSTO FISCAL. ....	147
GRÁFICO 101 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE PRUDENTÓPOLIS. ....	148
GRÁFICO 102 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE CARLI. ....	148
GRÁFICO 103 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS. ....	149
GRÁFICO 104 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE ALTÔNIA. ....	149
GRÁFICO 105 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE CAMPO MOURÃO. ....	150
GRÁFICO 106 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE PATO BRANCO. ....	150
GRÁFICO 107 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE PONTA GROSSA SUL. ....	151
GRÁFICO 108 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE UNIÃO DA VITÓRIA. ....	151
GRÁFICO 109 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE TANGARÁ ARAPONGAS. ....	152
GRÁFICO 110 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE CASCAVEL OESTE. ....	152

GRÁFICO 111 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE TAMOIO. ....	153
GRÁFICO 112 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO EFETIVA - SE MANDACARU. ....	153



## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – CORRELAÇÃO ENTRE SPT E A CONSISTÊNCIA DAS ARGILAS E SILTES ARGILOSOS.....	33
TABELA 2 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA.....	40
TABELA 3 – FATORES DE FORMA.....	41
TABELA 4 – CORRELAÇÃO PROVÁVEL ENTRE CBR E CLASSIFICAÇÃO HRB. 47	
TABELA 5 – CORRELAÇÃO PROVÁVEL ENTRE CBR E CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA.....	47
TABELA 6 – CORRELAÇÃO PROVÁVEL ENTRE CBR E IG.....	49
TABELA 7 – OUTRA CORRELAÇÃO PROVÁVEL ENTRE CBR e IG. ....	50
TABELA 8 - CORRELAÇÃO CBR (%) x k (kgf/cm <sup>2</sup> /cm) .....	53
TABELA 9 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO ABNT DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	72
TABELA 10 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	73
TABELA 11 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	73
TABELA 12 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS. ....	74
TABELA 13 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS. ....	74
TABELA 14 – RESULTADOS DOS DADOS DAS PROVAS DE CARGA.....	74
TABELA 15 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO ABNT DAS AMOSTRAS DEFORMADAS.....	78
TABELA 16 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) DAS AMOSTRAS DEFORMADAS. FONTE: o autor. ....	79
TABELA 17 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS DEFORMADAS.....	80
TABELA 18 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO DAS AMOSTRAS DEFORMADAS.....	80
TABELA 19 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO DAS AMOSTRAS DEFORMADAS.....	80
TABELA 20 – VALORES DE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) OBTIDAS.....	82

TABELA 21 – VALORES DE CBR e COEFICIENTES DE RECALQUE ( $k_2$ ) DAS SUBESTAÇÕES. ....	85
TABELA 22 – RESUMOS DOS ENSAIOS SOLICITADOS PELAS NORMAS ABNT, DNIT E PELA CONCESSIONÁRIA. ....	93
TABELA 23 – RESUMO DOS PARÂMETROS ESPECIFICADOS PELAS NORMAS ABNT E DNIT EM RELAÇÃO AOS PARÂMETROS CONSTANTES NAS ESPECIFICAÇÕES DA CONCESSIONÁRIA.....	95
TABELA 24 – QUANTIDADE DE AMOSTRAS ESPECIFICADAS PELAS NORMAS ABNT E DNIT EM RELAÇÃO À PRESCRIÇÃO DAS ESPECIFICAÇÕES DA CONCESSIONÁRIA.....	97
TABELA 25 – SUGESTÃO DE QUANTIDADES DE AMOSTRAS A ENSAIAR EM ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, CBR, GRANULOMETRIA, MASSA ESPECÍFICA E TEOR DE UMIDADE.....	97

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\rho_s$	Massa específica aparente seca do solo
$w$	Teor de umidade
$c$	Coesão do solo
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\sigma$	Tensão normal no plano de ruptura
$\tau_f$	Resistência ao cisalhamento do solo
$\varepsilon$	Deformação específica
LC	Limite de contração
$W_w$	Volume de água
$W_s$	Volume de sólidos
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
IP	Índice de plasticidade
IC	Índice de consistência
Cc	Índice de compressão
$\Delta H$	Recalque
$H_1$	Altura inicial
$e_1$	Índice de vazios inicial
$\sigma_{efetiva}$	Tensão efetiva
$\Delta P$	Acréscimo de tensão efetiva
IL	Índice de Liquidez
$V_o$	Volume inicial
$V_f$	Volume final
C	Grau de contração
Ac	Atividade coloidal
$D_f$	Profundidade da base da sapata
$\phi'$	Ângulo de atrito do solo
$q_u$	Carga última por unidade de área
$P_p$	Empuxo passivo
$\delta'$	Ângulo de inclinação da resultante de empuxo
$\gamma$	Peso específico do solo

$q$	Sobrecarga
$q_c, q_q, q_\gamma$	Capacidade de carga do solo
$K_\gamma, K_c, K_q$	Coeficientes de empuxo do solo
$B$	Menor lado da sapata em planta
$N_\gamma, N_c, N_q$	Fatores de capacidade de carga
$S_\gamma, S_c, S_q$	Fatores de forma
$\sigma_{rup}$	Tensão de ruptura
$c'$	Coesão reduzida
$\phi'$	Ângulo de atrito reduzido
$N'_c, N'_q, N'_\gamma$	Fatores de capacidade de carga reduzida
$IG$	Índice de grupo
$Z$	Coeficiente de correlação limites CBR (LPC)
$\gamma_{campo}$	Densidade seca de campo
$\gamma_{dmax, laboratório}$	Densidade seca máxima de laboratório
$k_2$	Coeficiente de recalque, prova de carga
$\gamma_{dmáx}$	Densidade seca máxima
$W_{ótima}$	Umidade ótima

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>21</b>
1.1 OBJETIVOS.....	22
1.1.1 Objetivo geral.....	22
1.1.2 Objetivos específicos.....	22
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>23</b>
2.1 COMPACTAÇÃO DOS SOLOS.....	23
2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	26
2.2.1 Solos granulares.....	26
2.2.2 Solos coesivos.....	27
2.3 CARACTERÍSTICAS DE SOLOS FINOS .....	29
2.3.1 Limite de liquidez.....	30
2.3.2 Limite de plasticidade .....	30
2.3.3 Limite de contração.....	31
2.3.4 Índice de plasticidade.....	31
2.3.5 Índice de consistência.....	32
2.3.6 Índice de liquidez.....	34
2.3.7 Atividade coloidal .....	35
2.3.8 Grau de contração .....	36
2.4 ADENSAMENTO DOS SOLOS .....	37
2.5 CAPACIDADE DE CARGA.....	38
2.5.1 Modelo físico de Terzaghi.....	38
2.5.2 Prova de carga em placa.....	41
2.5.3 Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou CBR (Califórnia Highway Department) .....	44
2.6 CORRELAÇÕES DE CBR .....	45
2.6.1 CBR e índice de grupo (IG) – sistema HBR e unificado .....	46
2.6.2 CBR e índice de grupo (IG) .....	48
2.6.3 CBR e coeficientes de recalque .....	51
2.7 ESPECIFICAÇÕES PARA CONSTRUÇÃO DE ATERRO.....	53
2.8 CONTROLE TECNOLÓGICO.....	55
2.8.1 Controle de umidade de campo .....	56
2.8.2 Controle de densidade de campo.....	58

<b>2.8.3 Grau de compactação .....</b>	<b>60</b>
<b>2.9 QUALIFICAÇÃO DE JAZIDA .....</b>	<b>60</b>
<b>2.9.1 Classificação do solo quanto à qualidade.....</b>	<b>60</b>
<b>2.9.2 Critérios para amostragem .....</b>	<b>61</b>
<b>2.9.3 Ensaios .....</b>	<b>63</b>
<b>3 METODOLOGIA .....</b>	<b>64</b>
<b>3.1 CAMPANHA DE ENSAIOS.....</b>	<b>65</b>
<b>3.2 MATERIAIS.....</b>	<b>66</b>
<b>4 RESULTADO DOS ENSAIOS .....</b>	<b>71</b>
<b>4.1 AMOSTRAS INDEFORMADAS .....</b>	<b>71</b>
<b>4.2 AMOSTRAS RECOMPACTADAS .....</b>	<b>78</b>
<b>5 ANÁLISES DOS RESULTADOS.....</b>	<b>81</b>
<b>5.1 QUANTO À CAPACIDADE DE SUPORTE E RECALQUES DOS SOLOS ESTUDADOS.....</b>	<b>81</b>
<b>5.2 QUANTO ÀS POSSÍVEIS CORRELAÇÕES DE CBR COM OUTROS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....</b>	<b>83</b>
<b>5.3 ANÁLISE QUANTO ÀS CORRELAÇÕES DE CBR E DEMAIS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ESTUDADOS.....</b>	<b>92</b>
<b>6 ANÁLISE CRÍTICA DOS PARÂMETROS DAS ESPECIFICAÇÕES.....</b>	<b>93</b>
<b>6.1 CONCLUSÃO QUANTO AOS ENSAIOS DAS ESPECIFICAÇÕES.....</b>	<b>93</b>
<b>6.2 CONCLUSÃO QUANTO AOS PARÂMETROS DAS ESPECIFICAÇÕES.....</b>	<b>94</b>
<b>6.3 CONCLUSÃO QUANTO AO VOLUME DE AMOSTRAS ENSAIADAS .....</b>	<b>96</b>
<b>7 CONCLUSÃO DA PESQUISA .....</b>	<b>98</b>
<b>8 SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>99</b>
<b>9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>101</b>
<b>APENDICE A – DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE RECALQUE (K2).....</b>	<b>107</b>
<b>APENDICE B – GRÁFICOS DA PESQUISA.....</b>	<b>108</b>
<b>APENDICE C – INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRAS DE SOLO DEFORMADO.....</b>	<b>154</b>
<b>APENDICE D – PROCEDIMENTO PARA COLETA DE AMOSTRA INDEFORMADA E EXECUÇÃO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA EM ATERROS COMPACTADOS – LOCAL: SUBESTAÇÃO ENERGIZADA.....</b>	<b>164</b>



## 1 INTRODUÇÃO

Para atribuir qualidade aos aterros compactados executados nas subestações, o corpo técnico da concessionária estabeleceu parâmetros de controle tecnológico de maneira diferenciada e até incomum no meio geotécnico. No intuito de se obter capacidade de carga adequada para atender as condições de trabalho do solo nos aterros compactados das subestações, as especificações técnicas para controle tecnológico de compactação de aterros (COPEL, 2006) estabelece a faixa de umidade de compactação determinada com base no método de avaliação da capacidade de suporte de materiais de pavimentação via CBR (California Bearing Ratio) ou ISC (Índice de Suporte Califórnia) (DE SENÇO, 1997). É previsto nas mesmas um valor mínimo de CBR igual a 10%. Em laboratório, as amostras do solo que se pretende utilizar para o aterro passam por ensaios de caracterização, compactação e CBR. Os resultados das curvas de compactação, curva de umidade versus CBR e curva de umidade versus expansão, delimitam quais amostras atingem o CBR mínimo de 10% e ao mesmo tempo a expansão inferior a 1,5%.

Com o objetivo de verificar a existência de correlação entre o parâmetro CBR e capacidade de carga em solos compactados, bem como a pertinência do parâmetro CBR nas especificações técnicas de uma concessionária de energia elétrica para controle tecnológico de aterros, realizou-se este trabalho.

No primeiro capítulo é apresentada uma introdução a respeito dos objetivos da pesquisa e estrutura do relatório.

O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica de assuntos pertinentes ao trabalho, seguido do terceiro capítulo que explica a metodologia de ensaios.

O quarto capítulo apresenta os resultados dos ensaios e no quinto capítulo, a análise destes quanto à capacidade de suporte e recalque dos solos estudados e quanto às possíveis correlações de CBR com outros parâmetros geotécnicos estudados.

No capítulo seis encontra-se uma análise crítica dos parâmetros e especificações, quanto à qualificação de jazidas e quanto ao controle de compactação.

No capítulo sete encontram-se as conclusões da pesquisa e finalmente, no capítulo oito, sugestão para pesquisas futuras.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

Verificar a existência de correlação entre o parâmetro CBR e capacidade de carga em solos compactados, bem como a pertinência do parâmetro CBR nas especificações técnicas de uma concessionária de energia elétrica, para controle tecnológico de aterros.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- a) Realizar ensaios de laboratório e de campo com amostras indeformadas e recompostadas para verificar possíveis correlações envolvendo resistência e compressibilidade;
- b) Realizar provas de carga em aterros compactados de acordo com as especificações vigentes para qualificação de jazidas e em aterros compactados de acordo com técnicas tradicionais, para comparar desempenho;
- c) Verificar a pertinência do parâmetro CBR nas especificações técnicas para controle tecnológico, com fundamentação nas normas ABNT e DNIT para execução de aterros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

Pinto (2006) afirma que “o comportamento do maciço de solo depende dentre outras do movimento das partículas sólidas e da interação entre si”. A interação citada refere-se à resposta do maciço de solo quando submetido a um carregamento aplicado sobre o solo que gere o acréscimo de tensões no maciço, devido às fundações, por exemplo, ou ao alívio de tensões no caso de escavações, ou ainda, perante o escoamento da água presente nos vazios. Tal interação é influenciada pela origem e formação do solo que através da decomposição da rocha matriz, define a composição mineralógica e o tamanho das partículas. Um conjunto de processos condicionados pela ação de agentes atmosféricos e biológicos ocasiona a degradação física e a decomposição química de minerais e rochas dando origem a um sistema solo-água-ar, chamado de “estrutura do solo”, apresentando características peculiares que explicam o diferente comportamento dos maciços para os diversos tipos de solo presentes na crosta terrestre.

Segundo Pinto (2006), a primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas que os compõem e há grande diversidade do tamanho dos grãos. Esta diversidade corresponde a dimensões de 1 a 2 mm para grãos de areia e espessuras da ordem de 10 Angstrons (0,000001 mm) para partículas de argila. O formato das partículas pode ser angular, sub-angular, arredondado, achatado, lamelar ou ainda, porém raramente, em formato de agulhas (TERZAGHI e PECK, 1962).

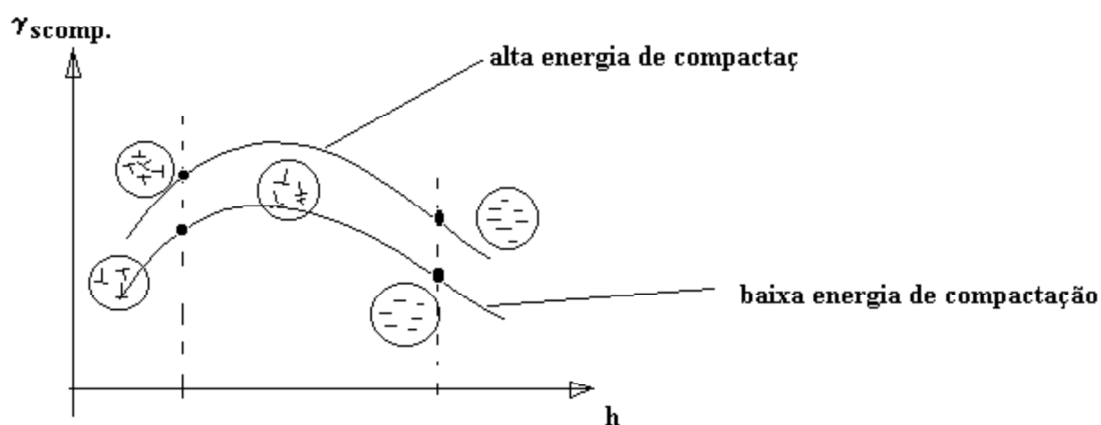
Num mesmo tipo de solo, estão presentes partículas de diversos tamanhos e formatos e o arranjo entre estas partículas exerce importante influência na capacidade de carga e na deformação do solo.

Segundo Das (2007), em solos não coesivos a estrutura encontrada pode ser dividida em duas categorias principais: grãos isolados e alveolares. Em estrutura de grãos isolados as partículas do solo estão em posição mais estável ao passo que nas estruturas alveolares apresentam grande índice de vazios e quando submetido o

solo a carregamentos de choque, a estrutura pode se quebrar resultando em grandes recalques.

Na estrutura de solos coesivos, para compreender a estrutura é preciso saber quais as forças que agem entre as partículas de argila suspensas na água. O arranjo das partículas pode ser denominado como floculado ou disperso.

O solo compactado fica com uma estrutura que depende da energia aplicada e da umidade do solo por ocasião da compactação. A FIGURA 1 indica esquematicamente as estruturas em função destes parâmetros (LAMBE & WHITMAN, 1969). Quando com baixa umidade, a atração face-aresta das partículas não é vencida pela energia aplicada e o solo fica com estrutura denominada “estrutura floculada”. Para maiores umidades, a repulsão entre partículas aumenta, e a compactação as orienta, posicionando-as paralelamente, ficando com estrutura dita *dispersa*. Para a mesma umidade, quanto maior a energia, maior o grau de dispersão. Este modelo, ainda que simplificado, pois a estrutura dos solos compactados é bastante complexa, permite justificar as diferenças de comportamento dos solos compactados.



**Aumento da energia de compactação ==> aumento da orientação**

FIGURA 1 – ESTRUTURA DOS SOLOS COMPACTADOS, SEGUNDO PROPOSIÇÃO DE LAMBE.  
FONTE: LAMBE E WHITMAN, 1969.

Segundo o engenheiro americano Ralph R. Proctor (1933), a compactação é resultado da interação de quatro variáveis, sendo elas: massa específica aparente seca do solo ( $\rho_s$ ), teor de umidade ( $w$ ), energia de compactação e tipo de solo

(gradação, presença de argilo-minerais, estrutura das partículas, plasticidade, etc.). O resultado desta interação é observado na curva de compactação da FIGURA 2.

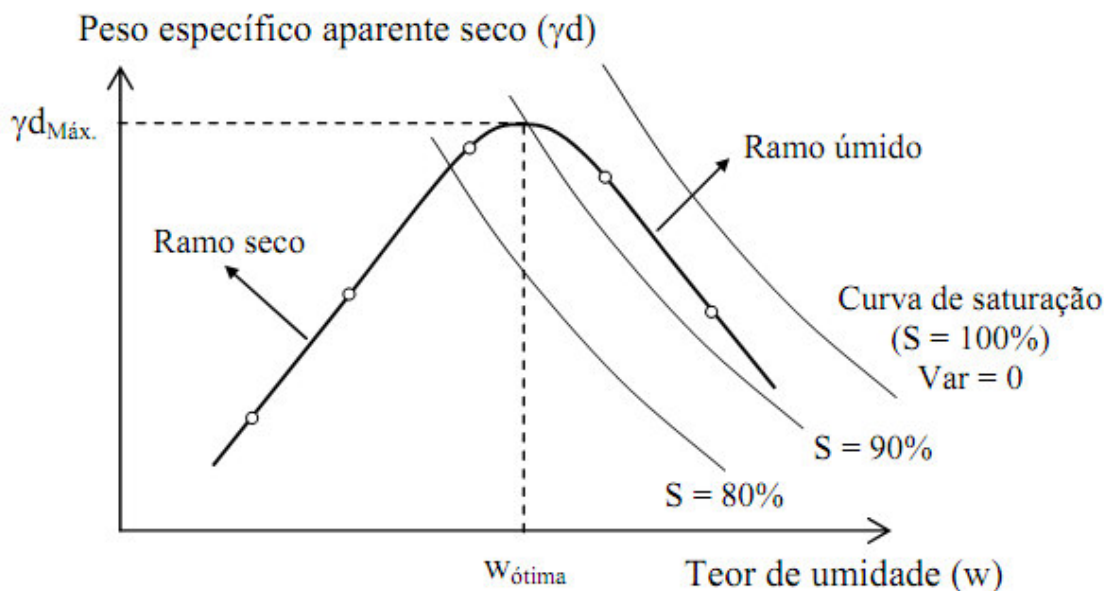


FIGURA 2 – CURVA DE COMPACTAÇÃO.

FONTE: Apud SOARES et al, 2006.

O ramo ascendente da curva é denominado ramo seco (menores valores de teor de umidade), e o ramo descendente é chamado ramo úmido (maiores umidades). As diferenças de comportamento do solo mediante compactação nos dois ramos podem ser explicadas de duas formas. Ao contrário de se oporem uma à outra, as explicações têm um papel complementar:

No ramo ascendente a água lubrifica as partículas facilitando seu deslocamento e arranjo. No descendente a água amortece a compactação porque há mais água do que sólidos.

No ramo seco a água está na condição capilar. Com a entrada da água as tensões capilares são reduzidas facilitando o movimento relativo entre as partículas. No ramo úmido a elevação do teor de água favorece o aparecimento de água livre, a qual absorve parte considerável da energia de compactação.

Além da estrutura do solo, outros fatores interferem na sua resistência ao cisalhamento. Os itens a seguir trazem um resumo dos principais pontos importantes que deverão ser analisados quando da escolha do tipo de solo das amostras, profundidade de coleta e demais fenômenos envolvidos no processo experimental definido para obtenção de dados de análise do deste projeto.

## 2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento dos solos é um importante aspecto em muitos problemas de engenharia. No processo de investigação pode-se utilizar de alguns ensaios laboratoriais para se obter a envoltória de ruptura do solo. As envoltórias de ruptura determinadas nos ensaios definem uma linha curva. Para a maioria dos problemas de mecânica dos solos, é suficiente aproximar a resistência ao cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal (Coulomb, 1776 apud Das, 2007). Essa função linear pode ser escrita, através da equação 1, como:

$$\tau_r = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Esta equação expressa o *Critério de ruptura de Mohr-Coulomb* e define a resistência ao cisalhamento do solo com base na tensão normal ou na tensão normal efetiva. Na seqüência, um breve resumo a cerca da resistência ao cisalhamento para solos granulares, coesivos na condição saturada, não saturada e parcialmente saturada.

### 2.2.1 Solos granulares

Os fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento de solos granulares são: Nível de tensão, pois a envoltória obtida nos ensaios, a rigor é uma curva e normalmente faz-se uma reta para se obter os parâmetros de coesão e ângulo de atrito. Além disso, a resistência ao cisalhamento depende da tensão vertical que está atuando no ponto estudado. Portanto, é importante conhecer os níveis de tensão envolvidos no problema que se queira resolver, pois a resistência ao cisalhamento do solo varia em todos os pontos do maciço por ser uma resultante entre o ângulo de atrito interno no solo e o peso que está atuando sobre o ponto estudado.



Sendo o ângulo de atrito um fator determinante na resistência ao cisalhamento do solo, o índice de vazios também é um fator que exerce grande influência nos resultados. As areias fofas e compactas se comportam de modo diferente quando submetidas ao acréscimo de carregamento. As areias densas, ou seja, mais compactas, apresentam comportamento frágil no diagrama tensão ( $\sigma$ ) x deformação ( $\epsilon$ ). Já as areias fofas, menos densas, apresentam comportamento ductil, mas, embora a areia compacta apresente uma maior resistência ao cisalhamento ao receber um carregamento, sob as mesmas condições a partir de certo estado de tensão, as duas areias, fofa e compacta, apresentam o mesmo desempenho.

A água, e, por conseguinte a poro-pressão, para solos granulares, exerce pouca influência na resistência ao cisalhamento devido ao alto coeficiente de permeabilidade do material que permite a rápida dissipação do excesso de poro-pressão devido ao carregamento.

A velocidade de carregamento em solo granular não afeta muito a resistência ao cisalhamento. Esse fator é pronunciado somente para solicitações cíclicas onde o acúmulo de deformações deve ser observado.

A forma e o tamanho das partículas, o argilo-mineral que as constitui e a uniformidade dos grãos, afetam muito na resistência ao cisalhamento do solo.

### 2.2.2 Solos coesivos

Para solos coesivos, é importante conhecer a história de tensão do maciço. Argilas normalmente adensadas, quando submetidas a um carregamento, comportam-se de maneira diferente das argilas sobre-adensadas. As areias, de maneira geral, sofrem menores variações de índice de vazios e recalques quase instantâneos, portanto respondem melhor aos carregamentos do que as argilas.

Apesar das argilas apresentarem menor coeficiente de permeabilidade do que as areias, em condições drenadas o comportamento das argilas é semelhante ao das areias.

Os fatores que afetam a resistência drenada ao cisalhamento das argilas são praticamente os mesmos que afetam a resistência ao cisalhamento das areias, porém, com intensidades diferentes.

Os níveis de tensão aos quais os solos são submetidos têm importância, em especial quando há sobreadensamento e as tensões horizontais são superiores às verticais. Em obras de contenção isto é fundamental, pois o esforço horizontal nas estruturas condiciona o seu dimensionamento. Procura-se representar da melhor forma possível a situação real aplicando-se, por exemplo, níveis de tensão nos ensaios compatível com as prováveis tensões de campo.

O índice de vazios também é um fator que exerce grande influência nos resultados. No caso das argilas, dependendo do modelo físico da obra, é importante conhecer a resistência residual (determinado através de reversões múltiplas no ensaio de cisalhamento direto, por exemplo), pois num dado momento as argilas normalmente adensada e sobre-adensada se comportam igualmente. O efeito do rearranjo entre as partículas durante o ensaio provoca uma superfície lisa. Nesse caso, o ângulo de atrito é muito baixo e é comandado pelo argilo-mineral. Tal efeito de ensaio é similar ao fraturamento sistemático de um maciço devido a movimentações tectônicas.

A água, para solos coesivos, exerce grande influência na resistência ao cisalhamento devido ao baixo coeficiente de permeabilidade do material que, quando submetido a grandes carregamentos no estado saturado, gera excesso de poro-pressão igual ao carregamento ao qual foi submetido. Argila parcialmente saturada desenvolve sucção matricial alta diferente de solos granulares. Seus efeitos são muito pronunciados nas medidas de resistência. A velocidade de carregamento em solo coesivo afeta muito a resistência ao cisalhamento, como ocorre frequentemente com solos da Formação Guabirotuba (SALAMUNI et al, 1999). A forma e o tamanho das partículas, o argilo-mineral que as constitui e a uniformidade dos grãos, afetam muito na resistência ao cisalhamento do solo conforme visto no item 2.1 deste trabalho.

## 2.3 CARACTERÍSTICAS DE SOLOS FINOS

Ainda que, os limites de liquidez e de plasticidade possam ser obtidos através de ensaios bastante simples, a interpretação física e o relacionamento quantitativo dos seus valores, com os fatores de composição do solo, tipo e quantidade dos minerais, tipo de cátion adsorvido, forma e tamanho das partículas, composição da água são difíceis e complexos. Os limites de Atterberg e os índices associados são empregados na identificação e classificação dos solos. Frequentemente os limites são utilizados para controlar os solos e em métodos semi-empíricos de projeto. Os limites não fornecem características referentes à estrutura do solo, pois esta é destruída no preparo da amostra para a determinação destes valores.

Diversas correlações empíricas vêm sendo apresentadas, muitas vezes com uso restrito para solos de uma mesma determinada região ou de certa formação geológica. Deve ser notado que os Índices de Atterberg são uma indicação do tipo de partículas existentes no solo. Desta forma, eles representam bem os solos em que as partículas ocorrem isoladamente, como é o caso dos solos transportados. Solos saprolíticos apresentam significativa influência da estrutura da rocha mater. Solos lateríticos, por sua vez, apresentam aglomeração de partículas envoltas por deposições de sais de ferro ou alumínio.

Os ensaios de limites são feitos com a amostra previamente seca ao ar e destorroada e amassada energicamente com uma espátula durante a incorporação de água. Tais procedimentos alteram a estrutura original do solo. Desta maneira, é de se esperar que as correlações estabelecidas com base em comportamento de solos transportados não se apliquem adequadamente a solos saprolíticos e lateríticos, que ocorrem em regiões tropicais. Correlações específicas a estes solos devem ser estabelecidas.

Na sequência estão apresentados de maneira breve, alguns conceitos importantes sobre os índices de Atterberg e quais características do solo pode-se extrair a partir deles.

### 2.3.1 Limite de liquidez

No ensaio de limite de liquidez mede-se, indiretamente, a resistência ao cisalhamento do solo para um dado teor de umidade, através do número de golpes necessários ao deslizamento dos taludes da amostra; para um teor de umidade igual ao limite de liquidez foram encontrados valores de resistência iguais a 2,5 kPa, valores estes muito baixos, indicando a proximidade do estado líquido e sendo a maior parte desta resistência devido às forças atrativas entre as partículas que por sua vez estão relacionadas a atividade superficial dos argilo-minerais (SOARES et al, 2006).

O limite de liquidez de um solo é o teor de umidade que separa o estado de consistência líquido do plástico e para o qual o solo apresenta uma pequena resistência ao cisalhamento. O ensaio utiliza o aparelho de Casagrande, onde tanto o equipamento quanto o procedimento são normalizados pela NBR 6459/82 (ABNT, 1984d).

### 2.3.2 Limite de plasticidade

Uma explicação para o limite de plasticidade não é tão simples como a do limite de liquidez. Pode-se citar, entre outras, a que sugere que o limite de plasticidade corresponde a um teor de umidade do solo que para valores menores do que ele, as propriedades físicas da água não mais se igualam às da água livre. Pode-se ainda admitir que o limite de plasticidade é o teor de umidade mínimo, no qual a coesão é pequena para permitir deformação, porém, suficientemente alta para garantir a manutenção da forma adquirida (SOARES et al, 2006).

Independentemente, das explicações sugeridas, o limite de plasticidade é o extremo inferior do intervalo de variação do teor de umidade no qual o solo apresenta comportamento plástico. O ensaio é normalizado pela NBR 7180 (ABNT, 1984c).

### 2.3.3 Limite de contração

O limite de contração (LC) é o teor de umidade que separa o estado semi-sólido do sólido. Uma argila, inicialmente saturada e com um teor de umidade próximo do limite de liquidez, ao perder água sofrerá uma diminuição do seu volume igual ao volume de água evaporada, até atingir um teor de umidade igual ao limite de contração. A partir deste valor a amostra secará a volume constante. O limite de contração, conforme a equação 2 é igual a:

$$LC = W_w/W_s \quad (2)$$

Para a determinação do limite de contração, em laboratório, segue-se a norma NBR 7183 (ABNT, 1982).

### 2.3.4 Índice de plasticidade

Dos diversos índices, relacionando os limites de liquidez (LL), de plasticidade (LP) e às vezes o teor de umidade do solo, o mais utilizado atualmente é o índice de plasticidade (IP). Fisicamente representa a quantidade de água que seria necessário acrescentar a um solo, para que ele passasse do estado plástico ao líquido. Sendo definido como a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, portanto, temos, na equação 3:

$$IP = LL - LP \quad (3)$$

Este índice determina o caráter de plasticidade de um solo, assim, quando maior o “IP”, tanto mais plástico será o solo. Sabe-se, ainda, que as argilas são tanto mais compressíveis quando maior for o “IP”. Solos compressíveis são caracterizados por deformações excessivas quando sujeitos a carregamentos. Os solos poderão ser classificados em:

- a) Fracamente plásticos:  $1 < IP \leq 7$
- b) Medianamente plásticos:  $7 < IP \leq 15$
- c) Altamente plásticos:  $IP > 15$

### 2.3.5 Índice de consistência

Segundo a norma NBR 6502 (ABNT, 1995), quanto à consistência, os solos finos podem ser subdivididos em muito moles (vazas), moles, médios, rijos e duros. O índice de consistência busca situar o teor de umidade do solo no intervalo de interesse para a utilização na prática, ou seja, entre o limite de liquidez e o de plasticidade. As argilas moles, médias e rijas situam-se no estado plástico; as muito moles no estado líquido e as duras no estado semi-sólido.

Quantitativamente, cada um dos tipos pode ser identificado quando se tratar de argilas saturadas, pelo seu índice de consistência (IC), da equação 4:

$$IC = (LL - w)/IP \quad (4)$$

- a) Muito moles:  $IC < 0$
- b) Moles:  $0 < IC < 0,50$
- c) Médias:  $0,50 < IC < 0,75$
- d) Rijas:  $0,75 < IC < 1,00$
- e) Duras:  $IC > 1,00$

O índice de consistência é a relação entre a diferença do limite de liquidez para umidade natural e o índice de plasticidade. Qualitativamente, cada um dos tipos pode ser identificado do seguinte modo:

- Muito moles: as argilas que escorrem com facilidade entre os dedos, se apertadas nas mãos;
- Moles: as que são facilmente moldadas pelos dedos;
- Médias: as que podem ser moldadas pelos dedos;
- Rijas: as que requerem grande esforço para serem moldadas pelos dedos;
- Duras: as que não podem ser moldadas pelos dedos e que, ao serem submetidas o grande esforço, desagrega-se ou perdem sua estrutura original.

Segundo a NBR 7250 (ABNT, 1992), a consistência das argilas e siltes argilosos é correlacionada com o índice de resistência à penetração, obtido no ensaio de SPT, como mostra a TABELA 1.

Os índices de consistência têm se mostrado muito úteis para a identificação dos solos e sua classificação. Com o seu conhecimento pode-se prever muito do comportamento do solo, sob o ponto de vista da engenharia, com base em experiências anteriores. A primeira correlação foi apresentada por Terzaghi, resultante de observação de que os solos são tanto mais compressíveis (sujeitos a recalques) quanto maior for o seu LL. Tendo-se a compressibilidade expressa pelo índice de compressão ( $C_c$ ), estabeleceu-se, pela equação 5, a seguinte correlação:

$$C_c = 0,009(LL - 10) \quad (5)$$

TABELA 1 – CORRELAÇÃO ENTRE SPT E A CONSISTÊNCIA DAS ARGILAS E SILTES ARGILOSOS.

Índice de resistência à penetração N (SPT)	Designação	Tensão admissível aproximada
$\leq 2$	Muito mole	$\rightarrow R < 0,5 \text{ Kg/cm}^2$
3 a 5	mole	
6 a 10	média	
11 a 19	rija	
$> 19$	dura	$\rightarrow R > 4,0 \text{ Kg/cm}^2$

FONTE: SOARES et al, 2006.

O índice de compressão é parâmetro para avaliação de recalques através da equação 5. Essa equação permite o cálculo do recalque, sem que se utilize diretamente o resultado do ensaio de adensamento, expresso pela curva do índice de vazios em função da pressão aplicada.

$$\Delta H = \left\{ \frac{C_c \cdot H_1}{1 + e_1} \right\} \log \left\{ \frac{\sigma_{\text{efetivo}} + \Delta P}{\sigma_{\text{efetivo}}} \right\} \quad (6)$$

A equação 6 mostra a correlação do provável recalque de uma camada de solo compressível normalmente adensada.

O sistema de classificação HRB/AASHTO e Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) utilizam os Limites de Atterberg para classificar solos de granulação fina (siltes e argilas). Para o SUCS, basta a localização do ponto correspondente ao par de valores IP e LL na Carta de Plasticidade. O sistema

classifica secundariamente este tipo de solo quanto à compressibilidade (alta e baixa) em função do LL ser superior ou inferior a 50 como mostra a carta na FIGURA 3.

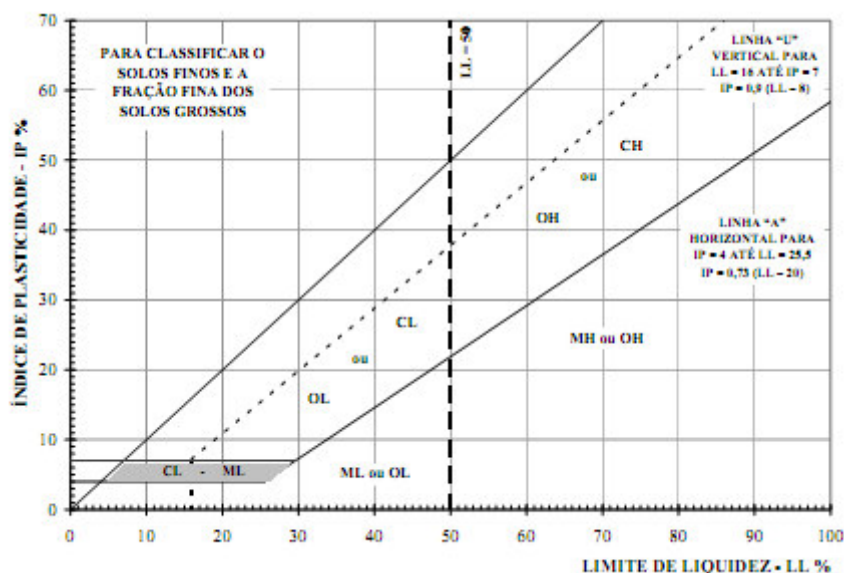


FIGURA 3 – CARTA DE PLASTICIDADE.

FONTE: Apud SOARES et al, 2006.

### 2.3.6 Índice de liquidez

O Índice de Liquidez permite inferir sobre a sensibilidade e pré-adensamento dos solos argilosos. Esse índice é unitário para solos com teor de umidade natural igual ao limite de liquidez, e zero para solos que tem umidade natural igual ao limite de plasticidade. O índice de liquidez de um solo,  $I_L$ , é expresso pela equação 7:

$$I_L = \frac{w - LP}{LL - LP} \quad (7)$$

O índice de liquidez é indicativo das tensões vividas pelo solo ao longo de sua história geológica. Argilas normalmente adensadas têm índices de liquidez próximos da umidade ao passo que argilas pré-adensadas têm índices próximos de zero. Valores intermediários para o índice de liquidez são freqüentemente encontrados. Excepcionalmente pode exceder a unidade, como no caso das argilas



extra-sensíveis ou pode ser negativo, como no caso das argilas excessivamente pré-adensadas (SOARES et al, 2006).

### 2.3.7 Atividade coloidal

Os Índices de Atterberg auxiliam na determinação de propriedades caracterizadas pela maior ou menor presença de finos. Certos solos com teores elevados de argila podem apresentar índices mais baixos do que aqueles com pequenos teores de argila. Isso pode ocorrer porque a composição mineralógica dos argilo-minerais é bastante variável.

Mas os índices determinados são também função da quantidade de areia presente. Solos de mesma procedência, com o mesmo mineral-argila, mas com diferentes teores de areia, apresentarão índices diferentes, tanto maiores quanto maior for o teor de argila, numa razão aproximadamente constante. A atividade coloidal serve como indicação da maior ou menor influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidal, da fração argila, nas propriedades geotécnicas de um solo argiloso. Pequenos teores de argila e altos índices de consistência indicam que a argila é muito ativa. A atividade da argila está relacionada com a capacidade de troca de cátions.

Quando se quer ter uma idéia sobre a atividade da fração argila, os índices devem ser comparados com a fração argila presente. É isto que mostra o índice de atividade de uma argila assim definido: a relação entre o índice de plasticidade e a porcentagem da fração argilosa menor que 2 microns (0,002mm).

Segundo Skempton (1953), os solos finos podem ser classificados em:

- a) Argilas de atividade baixa:  $Ac < 0,75$
- b) Argilas de atividade normal:  $0,75 < Ac < 1,25$
- c) Argilas de atividade alta:  $Ac > 1,25$

A argila presente num solo normalmente resulta numa atividade coloidal que se situa entre 0,75 e 1,25. Quando o índice é menor que 0,75, considera-se a argila como inativa e, quando o índice é maior que 1,25, ela é considerada ativa. A alta atividade coloidal interfere na expansibilidade do solo, que para alguns tipos de obra,

como pavimentação, por exemplo, pode causar manifestações patológicas indesejáveis.

### 2.3.8 Grau de contração

É a razão da diferença entre os volumes inicial ( $V_o$ ) e final ( $V_f$ ) após a secagem da amostra, para o volume inicial ( $V_o$ ), expressa em porcentagem, através da equação 8:

$$C = (V_o - V_f) / V_o \quad (8)$$

Segundo Scheidig (ALMEIDA, 2005) a compressibilidade de um solo cresce com o grau de contração, e tem-se:

- a) Solos bons:  $C < 5\%$
- b) Solos regulares:  $5\% < C < 10\%$
- c) Solos pobres:  $10\% < C < 15\%$
- d) Solos péssimos:  $C > 15\%$

Almeida menciona ainda que a análise de Scheidig é voltada à aplicação de solos como barragens, mas também pode ser aplicada à solos em encostas, como taludes de corte ou aterro, em que a terraplanagem retirou a proteção natural da vegetação. Em um solo com grau de contração regular ou boa, Almeida comenta que normalmente não há necessidade de proteções especiais contra a ação do sol. Soluções simples como o plantio de vegetação (por exemplo, grama) podem ser suficientes para evitar o aparecimento de trincas ou fissuras na superfície do talude.

Segundo o mesmo autor, quando o solo tiver grau de contração pobre ou péssimo, a secagem produzirá fissuras que facilitarão a posterior entrada de água (de chuva, por exemplo). No interior da fissura, estando à sombra, não haverá evaporação e a água é absorvida, aumentando o teor de umidade na região do fim da fissura. Eventualmente, em período chuvoso, o teor de umidade do solo pode se aproximar do limite de liquidez, onde a resistência ao cisalhamento é muito pequena.

Neste caso, torna-se muito grande a possibilidade de deslizamento da encosta, sendo essa uma das muitas causas de desmoronamentos, comenta o autor.

Ressalva deve ser feita para solos específicos, como o sabão de caboclo da Região Metropolitana de Curitiba, que foge à regra geral e, ocasionalmente, com o padrão de trincamento intenso (argila se tornando quase granular, com os torrões mais superficiais), vira outro material.

## 2.4 ADENSAMENTO DOS SOLOS

Quando do carregamento do maciço, seja ele compactado ou no seu estado natural, é importante que se conheça seu comportamento quanto a deformações bem como sua condição de drenagem. O comportamento do solo perante os carregamentos depende da sua constituição e do estado em que o solo se encontra, e pode ser expresso por parâmetros que são obtidos em ensaios, ou através de correlações estabelecidas entre características de diversas classificações. Dois tipos de ensaios são normalmente empregados: ensaio de compressão axial e ensaio de compressão edométrica.

Para solos argilosos, o efeito do carregamento pode ser separado em duas fases. A primeira fase refere-se ao carregamento não-drenado, onde há um aumento da poro-pressão sem fluxo no meio poroso, ou seja, sem alteração de umidade e quantidade de água. A segunda fase refere-se à dissipação do excesso de poro-pressão. A água que está sob pressão no interior dos poros, tende a buscar seu estado de equilíbrio, originando um fluxo no interior do maciço que leva a dissipação do excesso de poro-pressão até que se reinstale o equilíbrio.

## 2.5 CAPACIDADE DE CARGA

### 2.5.1 Modelo físico de Terzaghi

Através da adaptação das principais idéias das Teorias de Plasticidade Clássica (Critérios de Ruptura) desenvolvidas para solos por Coulomb (1773) e Rankine (1853) e para metais por Prandtl (1920), Terzaghi (1943) desenvolveu uma teoria que considera o solo como um material rígido-perfeitamente plástico. As hipóteses adotadas nestas soluções referem-se ao caso de uma fundação flexível contínua, de base horizontal, submetida à carga vertical centrada, apoiada em um meio semi-infinito homogêneo e sem qualquer inclinação do terreno superficial.

A FIGURA 4 mostra o mecanismo de ruptura considerado por Terzaghi para a determinação da capacidade de carga última do solo (ruptura geral por cisalhamento) no caso de uma sapata corrida rugosa a uma profundidade  $D_f$ , medida a partir da superfície do terreno. A cunha do solo ABJ (Zona I) é uma zona elástica. As linhas AJ e BJ formam o ângulo  $\phi'$  com a horizontal. As Zonas II são as zonas de cisalhamento radial e as Zonas III são as zonas passivas de Rankine. As linhas de ruptura JD e JE são arcos aproximados por uma espiral logarítmica, e DF e EG, linhas retas, AE, BD, EG e DF formam ângulos de  $45^\circ - \phi'/2$  graus com a horizontal. Caso a carga por unidade de área,  $q_u$ , seja aplicada à sapata, e a ruptura geral por cisalhamento ocorra, o empuxo passivo  $P_p$  atua em cada face da cunha de solo ABJ. O empuxo passivo deve ter um ângulo de inclinação  $\delta'$  (que é o ângulo de atrito das consideradas paredes AJ e BJ que empurram as cunhas de solo AJEG e BJDF). Nesse caso  $\delta'$  deve ser igual ao ângulo de atrito do solo,  $\phi'$ . AJ e BJ têm o mesmo ângulo de inclinação  $\phi'$  em relação a horizontal, sendo vertical a direção do empuxo passivo (DAS, 2007).

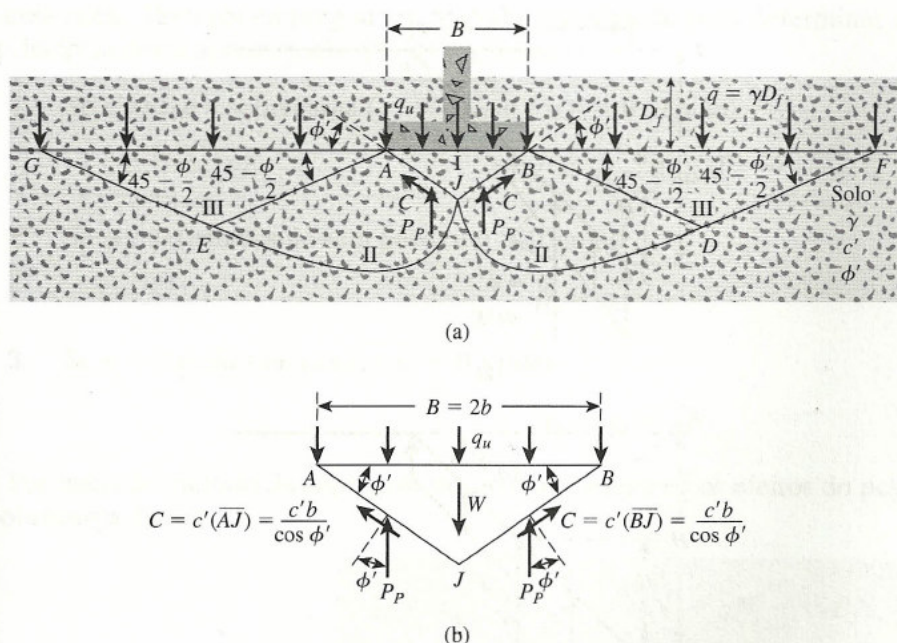


FIGURA 4 – MECANISMO DE RUPTURA CONSIDERADO POR TERZAGHI.

FONTE: DAS, 2007.

O empuxo passivo é a soma das contribuições do peso do solo  $\gamma$ , da coesão  $c'$  e da sobrecarga  $q$ , sendo  $K_\gamma$ ,  $K_c$  e  $K_q$  coeficientes de empuxo de terra, funções do ângulo de atrito  $\phi'$ . Segundo Das, o cálculo dos coeficientes de empuxo é um processo tedioso e por essa razão, Terzaghi empregou um método aproximado para determinar a capacidade de carga última,  $q_u$ . Os princípios dessa aproximação são os seguintes:

1. Se  $c' = 0$  e a sobrecarga ( $q$ ) = 0, então  $q_u = q_\gamma = 1/2\gamma BN_\gamma$ ;
2. Se  $\gamma = 0$  (isto é, solo sem peso) e ( $q$ ) = 0, então  $q_u = q_c = c'N_c$ ;
3. Se  $\gamma = 0$  (isto é, solo sem peso) e  $c' = 0$ , então  $q_u = q_q = qN_q$ .

Por meio do método da superposição, ao se considerar os efeitos do peso específico do solo, da coesão e da sobrecarga, tem-se a equação 9:

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma = c'N_c + qN_q + 1/2\gamma BN_\gamma \quad (9)$$

A equação 10 é denominada Equação de Terzaghi para a capacidade de carga, que leva em conta a forma da sapata. Os termos  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são os chamados fatores de capacidade de carga.

$$q_u = c'N_c S_c + qN_q S_q + 1/2\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad (10)$$

Em resumo, Terzaghi chegou a estas equações fazendo a seguinte consideração: a capacidade de carga última ( $q_u$  ou  $\sigma_{rup}$ ) depende do tipo e resistência do solo, da geometria da fundação e da profundidade de apoio no perfil do subsolo.

Para os solos em que a ruptura pode se aproximar da ruptura local, a equação é modificada, conforme a equação 11, para:

$$q_u = c'N'_c S_c + qN'_q S_q + 1/2\gamma BN'_\gamma S_\gamma \quad (11)$$

Os chamados fatores de capacidade de carga e seus valores estão apresentados na TABELA 2. Os fatores de forma estão apresentados na TABELA 3.

TABELA 2 – FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA.

$\phi$	RUPTURA GERAL			RUPTURA LOCAL		
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8

FONTE: a partir de DAS, 2007.

TABELA 3 – FATORES DE FORMA.

FORMA DA SAPATA	FATORES DE FORMA		
	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	1,0	0,8
Circular	1,3	1,0	0,6

FONTE: a partir de DAS, 2007.

### 2.5.2 Prova de carga em placa

Outro critério usualmente utilizado para dimensionamento de fundação direta é prova de carga direta no terreno de fundação (ASTM, 1991, DIN, 2001 e ABNT, 1984e). O método padrão de prova de carga no campo foi definido pela American Society for Testing and Materials (ASTM) de acordo com a norma D-1194 (ASTM, 1991). No Brasil é utilizada a norma NBR 6489 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação.

Para a execução do ensaio, uma cava de profundidade  $D_f$  deve ser escavada. A largura da cava de ensaio deve ser pelo menos quatro vezes a largura da placa de suporte a ser utilizada no ensaio. A placa de suporte é colocada sobre o solo no fundo da cava, conforme FIGURA 5, e uma carga controlada é aplicada a ela. Após a aplicação, a carga é mantida durante um intervalo de tempo longo o suficiente para que o recalque ocorra. Quando o recalque da placa de suporte se torna desprezível, outra carga controlada é aplicada (DAS, 2007).

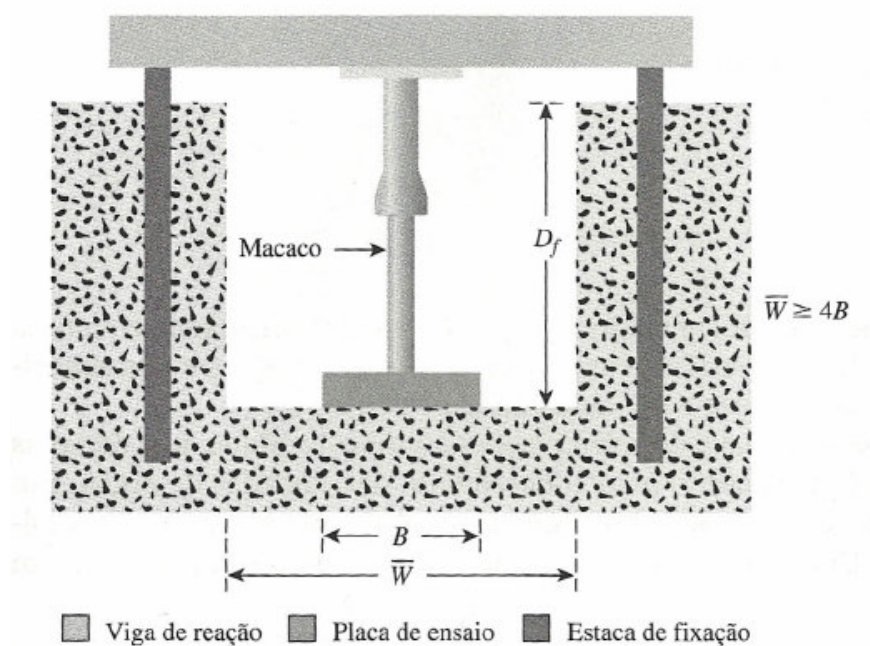


FIGURA 5 – DIAGRAMA DA PROVA DE CARGA EM PLACA.

FONTE: DAS, 2007.

A curva carga-recalque obtida em uma prova de carga pode apresentar três formas bem características, conforme mostra a FIGURA 6. A primeira curva (1) mostra que para pequenos recalques atinge-se um valor de carga que impõem recalques incessantes. Trata-se de uma ruptura nítida denominada Ruptura Geral. Na segunda forma, a curva (2) determina uma assíntota vertical, a qual caracteriza uma carga de ruptura correspondente a recalques praticamente infinitos caracterizando uma ruptura física. Trata-se de uma Ruptura Local. A terceira forma apresenta uma curva (3) do tipo aberta em que a carga cresce indefinidamente com a mobilização dos recalques. Neste caso, caracteriza-se falta de reação no procedimento. Nesse caso não se define uma ruptura propriamente dita. Denomina-se ruptura convencional e exige a aplicação de critérios arbitrários para se obter um valor de “carga de ruptura”.

Segundo (Niyama et al. apud MORAES, 2005), os critérios de ruptura existentes na literatura podem ser ordenados em quatro grupos:

- Critérios de deformabilidade limite: a carga de ruptura corresponde à máxima relação entre a carga e o deslocamento.
- Critério de inserção das fases elásticas e plásticas: se a curva carga recalque é traçada em escala logarítmica, tenderá a duas retas cuja interseção define a carga de ruptura.



- Critérios matemáticos: consiste na obtenção da carga de ruptura através do ajuste da curva carga-recalque com o auxílio de expressões matemáticas. O método de Van Der Veen (1953) é muito utilizado no Brasil e, além de definir a ruptura, permite extrapolar a curva (MORAES, 2005).
- Critérios limitantes do deslocamento total: a carga de ruptura é fixada em função de um deslocamento pré-determinado. Podem-se destacar os critérios de Davisson (1972), da NBR 6122 (ABNT, 2010) e de alguns códigos de obras, como o da cidade americana de Boston, para a interpretação de ensaios em placa. Esse código estabelece que a tensão admissível é a menor entre dois valores: a tensão correspondente a um recalque de 10mm e a que corresponde a um recalque de 25mm dividida por dois. O autor cita que Teixeira e Godoy (1998) consideram o valor dois como um fator de segurança e, desta forma, a capacidade de carga é a própria tensão que corresponde a um recalque de 25 mm. O recalque de 10 mm seria uma espécie de recalque admissível (MORAES, 2005).

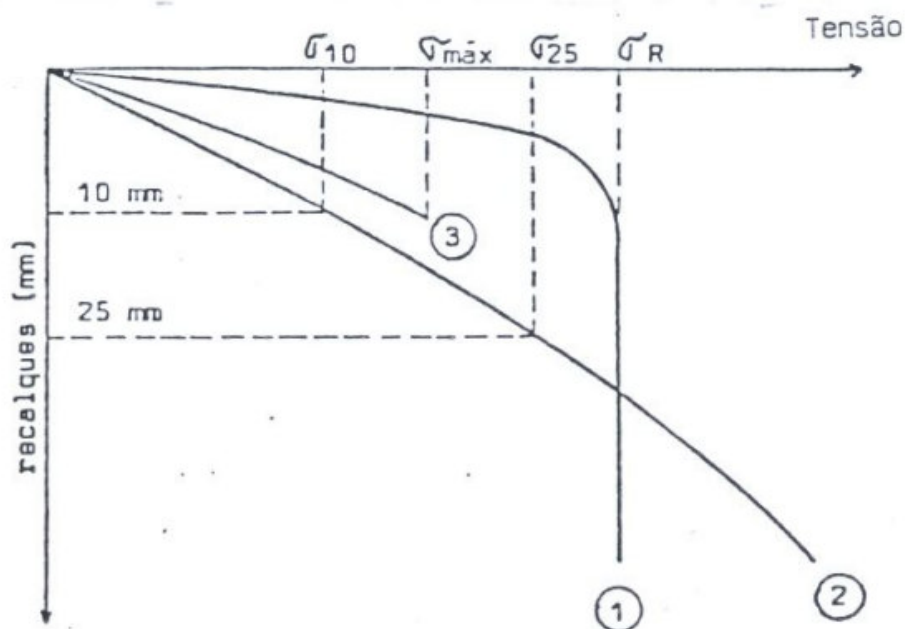


FIGURA 6 – INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA – CASOS TÍPICOS.  
FONTE: MORAES, 2005.

Desse modo, a partir dos resultados da prova de carga no campo, o valor aproximado da capacidade de carga última do solo, para sapatas reais, pode ser calculado.

### 2.5.3 Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou CBR (Califórnia Highway Department)

O ensaio foi concebido pelo Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia (USA) para avaliar a resistência dos solos. No ensaio de CBR, é medida a resistência à penetração de uma amostra compactada segundo o método Proctor, inundada. Para essa finalidade, um pistão de diâmetro padronizado (área de  $19,4\text{cm}^2$ ) penetra na amostra a uma velocidade de  $1,27\text{mm/min}$ . O CBR é a relação, em percentagem, entre pressão necessária à penetração no solo até determinado ponto (0,1" e 0,2") e a pressão necessária para que o mesmo pistão penetre a mesma quantidade em solo-padrão de brita graduada. Considera-se 100% o valor correspondente à pressão necessária à penetração desta amostra de brita, adotada como referência de material com elevada qualidade. O cálculo de CBR é dado por:

$$\text{CBR} = (\text{Pressão encontrada} / \text{Pressão-padrão}) \cdot 100$$

Onde:

Pressão-padrão para penetração de  $2,5\text{mm}$  =  $70\text{ kg/cm}^2$ ;

Pressão-padrão para penetração de  $5,0\text{mm}$  =  $105\text{ kg/cm}^2$ .

Através desse ensaio é possível conhecer qual a expansão de um solo sob um pavimento quando este estiver inundado e fornece indicações da perda de resistência do solo com a tendência a saturação. Apesar de ter um caráter empírico, o ensaio de CBR é mundialmente difundido e serve de base para o dimensionamento de pavimentos.

O modelo físico do ensaio de CBR se assemelha ao modelo físico do ensaio de prova de carga sobre placa. Porém, no ensaio de CBR o pistão pequeno e as dimensões da amostra confinada, diferem do modelo de ruptura de Terzaghi. A

FIGURA 7 apresenta um esquema do cilindro com a superfície de ruptura considerada por Terzaghi para cálculo da capacidade de carga última do solo.

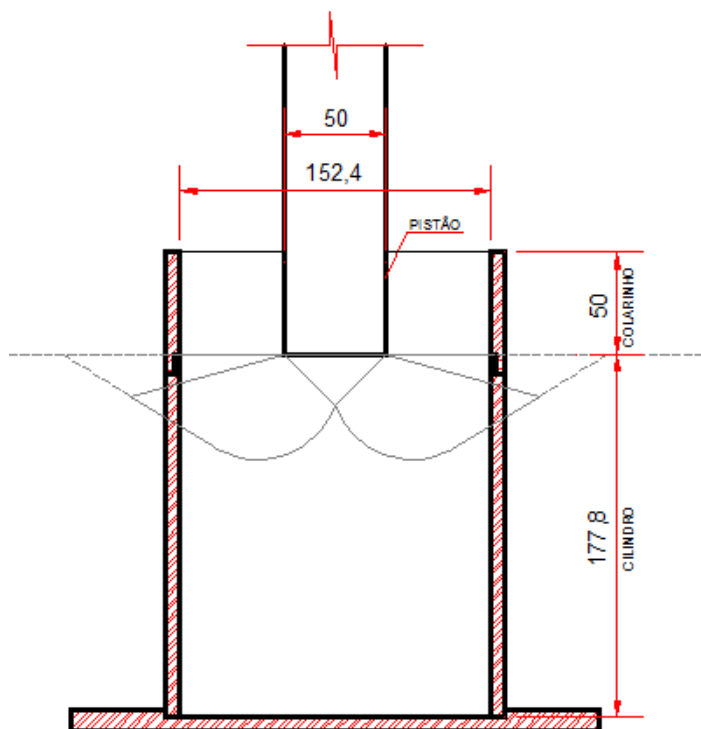


FIGURA 7 – MODELO FÍSICO DO ENSAIO DE CBR.

FONTE: O autor.

Apesar das diferenças entre as três formas citadas de se obter a capacidade de carga do solo (prova de carga sobre placa, ensaio de CBR e formulação de Terzaghi), o modelo físico do ensaio de CBR guardado as devidas proporções e condições de contorno, se aproxima da realidade. Há uma evidente influência das paredes rígidas do cilindro, influenciando a geometria da possível ruptura definida por Terzaghi. A associação com a realidade se traduz pela presença do próprio solo envolvente que confina a área carregada, neste caso mais flexível e deformável se comparado às paredes do cilindro.

## 2.6 CORRELAÇÕES DE CBR

As pesquisas no sentido de correlacionar o CBR com demais parâmetros são freqüentes, porém há divergências sobre a aplicabilidade destas correlações,

devido a uma série de fatores, como por exemplo, variabilidade do material, condições de controle e execução de ensaios, padronizações de ensaios diferentes, etc. Algumas pesquisas resultaram em correlações entre o parâmetro CBR e parâmetros de projeto de pavimento, em condições bem caracterizadas ou não, e algumas delas estão descritas nos itens seguintes.

#### 2.6.1 CBR e índice de grupo (IG) – sistema HBR e unificado

Quanto a uma previsão dos valores de CBR de acordo com a natureza dos materiais, o sistema de classificação da *Highway Research Board* (HBR) pode ajudar, preliminarmente, na seleção dos solos disponíveis no campo para a realização dos ensaios de CBR.

A classificação HRB (Highway Research Board), é resultante de alterações da classificação do Bureau of Public Roads (BPR), originalmente apresentada em 1929 e cuja proposta era estabelecer uma hierarquização para os solos do sub-leito a partir da realização de ensaios simples e feitos de forma corriqueira: a análise granulométrica por peneiramento e a determinação dos limites de liquidez e de plasticidade (CHAVES, 2000 apud SOARES, 2006). Publicada nos anais da HRB em 1945, uma nova versão da classificação propôs a subdivisão de alguns dos grupos da classificação original e introduziu o conceito de Índice de Grupo (IG), número inteiro que fornecia subsídios para o dimensionamento de pavimentos, calculado pela equação 12:

$$\text{IG} = 0,2 \times a + 0,005 \times a \times c + 0,01 \times b \times d \quad (12)$$

Onde:

a = % do material que passa na peneira de no 200, menos 35; caso esta % for >75, adota-se a = 40; caso esta % seja < 35, adota-se a = 0;

b = % do material que passa na peneira de no 200, menos 15; caso esta % for >55, adota-se b = 40; caso esta % seja < 15, adota-se b = 0;

c = valor de limite de liquidez (LL) menos 40; caso o LL > 60%, adota-se c = 20; se o LL < 40%, adota-se c = 0;

d = valor de índice de plasticidade (IP) menos 10; caso o  $IP > 30\%$ , adota-se  $d = 20$ ; se o  $IP < 10\%$ , adota-se  $d = 0$ ;

De Senço (1997) apresentou uma tabela que correlaciona os valores prováveis de CBR em função das classes do sistema de classificação HRB (TABELA 4) e a classificação Unificada de Solos (TABELA 5). Em ambas nota-se claramente a influência dos solos granulares na obtenção de valores elevados de CBR. Inversamente, os solos finos, siltes e argilas oferecem valores mais baixos da escala, valores esses que, pela influência de matéria orgânica, chegam aos mínimos.

TABELA 4 – CORRELAÇÃO PROVÁVEL ENTRE CBR E CLASSIFICAÇÃO HRB.

<b>Solo (Classificação HRB)</b>	<b>CBR provável (%)</b>
A-1-a	40 a 80 (ou mais)
A-1-b	20 a 80 (ou mais)
A-2-4 e A-2-5	25 a 80 (ou mais)
A-2-6 e A-2-7	12 a 30
A-3	15 a 40
A-4	4 a 25
A-5	2 (ou menos) a 10
A-6 e A-7	2 (ou menos) a 5

FONTE: DE SENÇO, 1997.

TABELA 5 – CORRELAÇÃO PROVÁVEL ENTRE CBR E CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA.

<b>Solo (Classificação Unificada)</b>	<b>CBR provável (%)</b>
GW	40 a 80 (ou mais)
GP	30 a 60 (ou mais)
GM	20 a 60 (ou mais)
GC e SW	20 a 40
SP e SM	10 a 40
SC	5 a 20
ML, CL e CH	2 (ou menos) a 15
MH	2 (ou menos) a 10
OL e OH	2 (ou menos) a 5

FONTE: DE SENÇO, 1997.

### 2.6.2 CBR e índice de grupo (IG)

De Senço (1997) apresentou também valores de CBR correlacionados com o Índice de Grupo. Comparando-se CBR com o Índice de Grupo, pode-se dizer de uma forma geral, que o valor diminui com o aumento do Índice de Plasticidade. O Laboratório de Ponts et Chaussées procurou relacionar o valor de suporte com o Limite de Liquidez e o Índice de Plasticidade através da equação 13 (apud DE SENÇO, 1997):

$$Z = 1000 / (LL - IP) \quad (13)$$

Teoricamente, então, Z poderia variar de 0 a infinito. Na prática, no entanto, varia de 0 a 10, porque nem sempre é possível determinar o IP quando é inferior a 5. Comparando-se com os valores de CBR obtidos experimentalmente, foi obtida a relação da equação 14:

$$CBR = 4,25 \cdot Z \quad (14)$$

As expressões acima não se aplicam, no entanto, a alguns tipos de solo, como:

- a) Solos argilosos com Z muito baixo;
- b) Solos granulares com material graúdo maior que 5mm;
- c) Solos pulverulentos e areias de dimensões inferiores a 5 mm, cujos ensaios se tornam de difícil execução.

Para ampliar a aplicação dessas fórmulas, foram estabelecidos fatores que se aplicam conforme as circunstâncias. R.E. Livingston, citado por De Senço, estudando os mesmos ensaios, determinou algumas correlações entre CBR e o IG, alertando, contudo, que os resultados obtidos não devem ser aceitos rigorosamente, podendo sofrer alterações (TABELA 6).

TABELA 6 – CORRELAÇÃO PROVÁVEL ENTRE CBR E IG.

CBR	IG
2	20
3	16
4	13
5	11
7	8
10	5
15	2
20	0

FONTE: DE SENÇO, 1997.

Deve-se admitir que, para  $IG=0$ , o CBR será maior ou igual a 20. Dessa forma, o autor admite que a correlação só existiria para  $IG>1$ . Com base nos valores de Livingston, comparados com resultados experimentais, foi proposta pelo autor a equação 15, com  $k$  e  $q$  representando constantes (DE SENÇO, 1997):

$$IG = k \cdot e^{-q(CBR)} \quad (15)$$

A TABELA 6 traz não apenas valores que levaram a adotar  $q = 0,163$ , como também a comparação entre valores obtidos diretamente pelo ensaio CBR e valores calculados segundo a equação 12, indicando que existe uma relação linear entre o valor CBR e o IG. A reta do gráfico expresso na FIGURA 8 foi construída usando-se a equação 16:

$$CBR = 14,1 \cdot \log (26 / IG) \quad (16)$$

O valor de  $k$  resulta de  $CBR=0$ , quando  $e^{-q(CBR)}=1$ .

Experimentalmente, obtém-se  $k = 26$ , extrapolando no gráfico, o que significa um IG hipotético de 26. Esse  $IG=26$  corresponderia a  $CBR=0$ , ou seja, um solo ao qual basta aplicar a carga de 4,53kg (10lb), que se aplica antes de iniciar-se o ensaio CBR, para se obter a penetração padrão de 2,54mm (0,1”).

Para  $k = 26$ :

$$IG = 26 \cdot e^{-q(CBR)}$$

$$1 / e^{-q(CBR)} = 26 / IG$$

$$e^{q(CBR)} = 26 / IG$$

$$\log e^{q(CBR)} = \log 26 / IG$$

$$(q \cdot CBR) / 2,3 = \log 26 / IG$$

$$q = (2,3 / \text{CBR}) \cdot \log (26 / \text{IG}) \quad (17)$$

Para valores de  $\text{CBR} > 20$ , a expressão  $\text{IG} = k \cdot e^{-q(\text{CBR})}$  diminui, o que permite dizer que o CBR calculado para  $\text{IG} < 1$  é maior ou igual a 20. Os estudos de correlação entre CBR e IG, realizados no Estado do Colorado, levam a admitir como valor médio:

$$\begin{aligned} q &= 0,163 \\ \text{CBR} &= (26 / \text{IG}) \cdot \log (2,3 / 0,163) \\ \text{CBR} &= 14,1 \cdot \log (26 / \text{IG}) \end{aligned} \quad (18)$$

A TABELA 7 apresenta a série de valores que levaram o autor a adotar  $q=0,163$ , como também a comparar valores obtidos diretamente pelo ensaio CBR e os valores calculados segundo as equações 17 e 18 (para constantes  $k=26$  e  $q=0,163$ ).

TABELA 7 – OUTRA CORRELAÇÃO PROVÁVEL ENTRE CBR e IG.

Estado do Colorado		$q = 2,3 / \text{CBR} \cdot \log 26 / \text{IG}$	CBR calculado = $14,1 \log 26/\text{IG}$
IG	CBR		
2	15	0,170	16,0
5	10	0,164	10,0
8	7	0,169	7,2
11	5	0,171	5,3
13	4	0,172	4,2
16	3	0,162	3,0
20	2	0,131	1,6
		Média: 0,163	

FONTE: DE SENÇO, 1997.



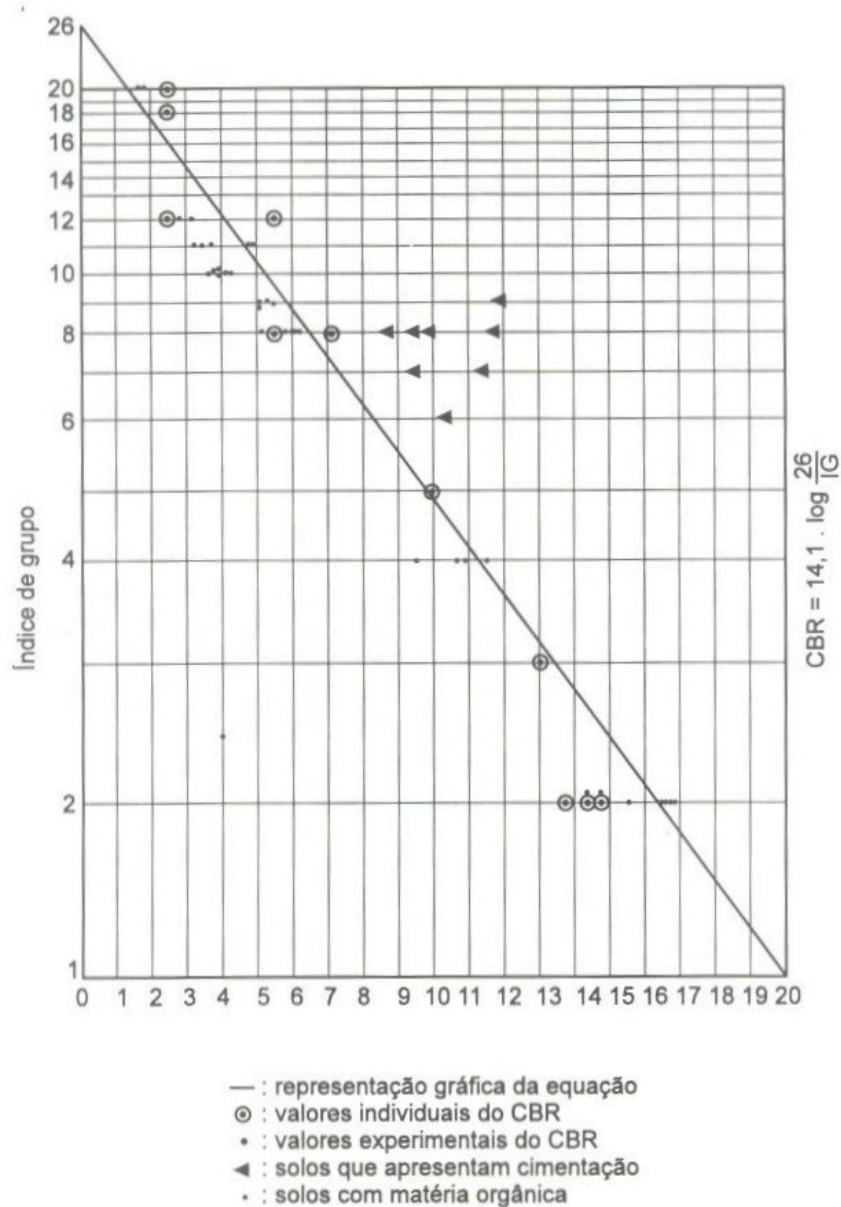


FIGURA 8 – RELAÇÃO ENTRE VALORES CALCULADOS E OBTIDOS EXPERIMENTALMENTE.

FONTE: DE SENÇO, 1997.

### 2.6.3 CBR e coeficientes de recalque

A correlação mais utilizada segundo De Senço (1997) é aquela entre o coeficiente de recalque do solo e o CBR. A utilização do CBR, além de enquadrar o assunto dentro de uma linguagem conhecida e estudada pelos engenheiros rodoviários e mesmo de outros ramos da engenharia civil, reduz os trabalhos de determinação das características dos materiais de subleito e permite que Tabelas e

Ábacos utilizados para fins de dimensionamento de pavimentos possam ter, em suas escalas, as correlações já impressas. Uma delas referindo-se diretamente ao CBR, com toda a confiabilidade que esse ensaio de penetração alcançou durante os quase 60 anos de utilização e de estudos, principalmente do *U.S. Corps of Engineers U. S. Army* (DE SENÇO, 1997).

A determinação do CBR do subleito deve seguir o mesmo padrão de amostragem para o solo, ou seja, amostras colhidas de 40 em 40 metros, alternadamente à direita, eixo e esquerda – formação em ziguezague – da pista. Na medida em que os resultados de ensaio indicam uniformidade do material de subleito, a coleta de amostras poderá ser mais distanciada, nunca, porém, em mais de 100 metros, ou seja, um mínimo de 10 amostras por quilômetro de via (DE SENÇO, 1997).

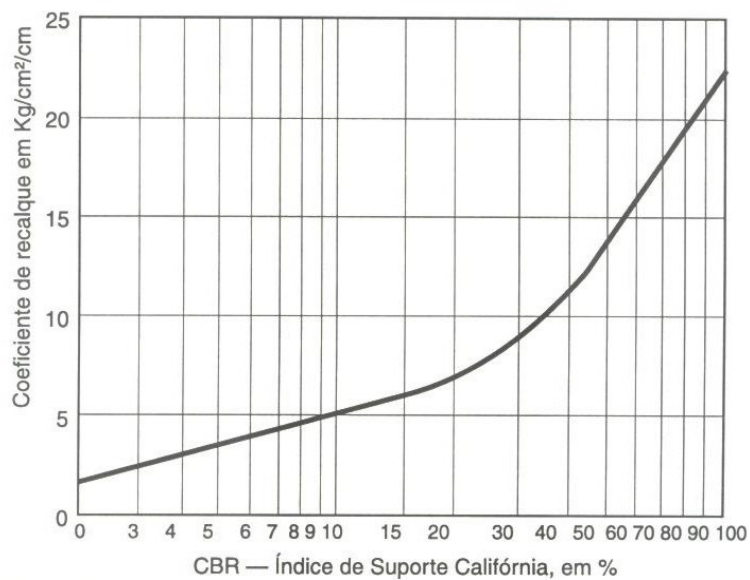
A TABELA 8 mostra a correlação entre os valores de CBR de um solo e os valores correspondentes do coeficiente de recalque.

A FIGURA 9 mostra a curva resultante dos valores da TABELA 8 permitindo a obtenção do coeficiente de recalque do subleito, em quilogramas-força por centímetro quadrado por centímetro ( $\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$ ), para qualquer valor do CBR de 2% a 100%.

TABELA 8 - CORRELAÇÃO CBR (%) x k (kgf/cm<sup>2</sup>/cm)

CBR (%)	k (kgf/cm <sup>2</sup> /cm)
3	2,77
4	3,32
5	3,87
6	4,43
7	4,71
8	5,00
9	5,26
10	5,54
15	6,37
20	6,92
30	9,14
40	11,63
50	13,85
60	16,07
80	19,39
100	22,16

FONTE: DE SENÇO, 1997.

FIGURA 9 – CORRELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE RECALQUE (k<sub>2</sub>) E O CBR.

FONTE: DE SENÇO, 1997.

## 2.7 ESPECIFICAÇÕES PARA CONSTRUÇÃO DE ATERRO

No que se refere à adoção do parâmetro CBR, a norma DNIT-ES 108/2009 para especificação de serviços de terraplenagem estabelece para o corpo do aterro valor superior a 2% quando determinado por intermédio dos ensaios de compactação (DNIT-ME 129/94) e determinação de CBR (DNIT-ME 49/94) utilizando Energia Normal de compactação (Método A). Para a camada final do aterro, a norma recomenda a realização de uma análise dos materiais ocorrentes na região da obra incluindo dentre as alternativas estudadas ao menos uma com a utilização de material com CBR maior que 6%, trabalhando-se nos ensaios de compactação (DNIT-ME 129/94) e determinação de CBR (DNIT-ME 49/94) com Energia Intermediária (Método B). De acordo com esta norma, para a camada final do aterro, deve ser adotada a alternativa que apresentar maior capacidade de suporte em consonância com os preceitos de ordem técnico-econômica.

Quanto ao Grau de Compactação (CG) a norma DNIT-ES 108/2009 estabelece valor mínimo de 100% para o corpo do aterro e também para a camada final. Em geral, em obras de edificações, adota-se acima de 95% conforme norma NBR 5681 (ABNT, 1980).

Quanto à expansão, sua limitação evita manifestações patológicas em obras de pavimentos. A NBR 5681 não estabelece limites de controle para este efeito e o DNIT limita a expansão a 2% para a camada final do aterro (DNIT-ES 108/2009).

Quanto à umidade, seu controle em campo é fundamental para a qualidade final do aterro. A norma DNIT (DNIT-ES 108/2009) referente à especificação de serviços de terraplenagem estabelece para a umidade de compactação uma variação de 3% para mais ou para menos em torno da umidade ótima tal qual estabelece a NBR 5681 (ABNT, 1980).

Quanto ao volume de amostras ensaiadas para a qualificação das jazidas, a norma ABNT NBR 5681 prescreve nove ensaios de compactação para cada  $1.000\text{m}^3$  de um mesmo material (além de  $9.000\text{m}^3$ , a norma prescreve o acréscimo de um ensaio). Para o mesmo volume de  $1.000\text{m}^3$  a norma DNIT-ES 108/2009 prescreve um ensaio de compactação para um mesmo material na energia normal (camadas do corpo do aterro) e um ensaio de compactação para cada  $200\text{m}^3$  de um mesmo material na energia intermediária (camada final do aterro). Para o ensaio de CBR a norma do DNIT prescreve um ensaio para cada grupo de quatro amostras submetidas a ensaios de compactação. Nas especificações da concessionária, para o mesmo volume de  $1.000\text{m}^3$  indicados nas normas são solicitados quatro ensaios

de compactação de um mesmo material. Na norma DNIT-ES 108/2009, as quantidades de amostras para o corpo do aterro e para a camada final são diferentes envolvendo grandes volumes também.

## 2.8 CONTROLE TECNOLÓGICO

Para que se possa efetuar um bom controle de compactação do solo em campo, tem-se que atentar para os seguintes aspectos:

- Tipo de solo;
- Espessura da camada;
- Entrosamento entre as camadas;
- Número de passadas;
- Tipo de equipamento;
- Umidade do solo;
- Grau de compactação alcançado.

Alguns cuidados devem ser tomados quanto à espessura da camada lançada. A mesma não deve exceder a 30 cm, sendo que a espessura da camada compactada deverá ser da ordem de 20 cm. Deve-se manter a umidade do solo mais próximo possível da umidade ótima e garantir a homogeneização do solo a ser lançado, tanto no que se refere à umidade quanto ao material.

Na prática, o procedimento usual de controle de compactação consiste em:

- Coletar amostras de solo da área de empréstimo e efetuar em laboratório ensaios de compactação.
- Obter através das curvas de compactação os valores de peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo do solo.
- No campo, à proporção que o aterro for sendo executado, deve-se verificar, a priori, para cada camada compactada, qual o teor de umidade empregado e compará-lo com a umidade ótima determinada em laboratório.

- Determinar o peso específico aparente seco do solo compactado no campo, comparando-o com o obtido no laboratório.
- Definir o grau de compactação do solo, dado pela razão entre os pesos específicos secos de campo e de laboratório.

Estes valores devem atender a especificação de projeto. Caso a especificação não seja atendida, o solo terá de ser revolvido e uma nova compactação deverá ser efetuada.

Comumente não se controla a resistência (CBR) em campo e sim a umidade de compactação e a densidade seca do material. Se o mesmo estiver dentro dos limites especificados de densidade e umidade, provavelmente o solo se comportará com a resistência desejada. Assim, o controle in situ mediante provas de carga sobre placa, poderá facilmente comprovar tal qualidade de resistência.

#### 2.8.1 Controle de umidade de campo

Diversos são procedimentos de ensaio para a obtenção do teor de umidade em campo, a saber: estufa, frigideira, álcool, speedy, nuclear e outros. O importante nessa determinação é que seja rápida, na ordem de 15 minutos ou menos.

O método da estufa é o processo, normatizado pelo DNIT-ME 213/94, mais indicado para a obtenção de teor de umidade. Entretanto, devido à demora para a obtenção do resultado torna-se um procedimento normalmente não utilizado na obra. Existem estufas com ventilação forçada que aceleram a obtenção do resultado, mas mesmo assim, essas estufas não são utilizadas, pois demoram em torno de duas horas, considerado tempo muito grande.

O método da frigideira é bastante empregado e consiste em secar uma pequena porção de solo úmido em uma frigideira que por sua vez é colocada sobre uma fonte de calor. Revolve-se a amostra suavemente até que a água evapore. Para certificar-se de que a água evaporou, coloca-se uma placa de vidro sobre a frigideira e observa-se se existe formação de vapor sob a placa. Caso contrário considera-se que a amostra está seca. Por diferenças de pesos determina-se o teor de umidade do solo.

O método do álcool é um procedimento especificado pelo DNIT-ME 088/94. Nesse procedimento adiciona-se uma determinada quantidade de álcool em uma porção de solo úmido e ateia-se fogo. Após o término da primeira queima verifica-se a necessidade de se colocar mais uma porção de álcool e procede-se dessa maneira até a secagem total da amostra. O calor da chama faz a água da amostra evaporar-se. Dois grandes inconvenientes nesse processo são: a questão de segurança e a qualidade do álcool. Normalmente o álcool apresenta uma grande quantidade de água em sua constituição, logo sempre haverá um resíduo de água a cada queima, mascarando o resultado. Pode-se utilizar álcool isopropílico (PA com 99,9% de pureza), porém, trata-se de um produto não muito fácil de se encontrar. O procedimento de determinação do teor de umidade é o mesmo para o anterior, por diferenças de pesos.

O método speedy utiliza um equipamento patenteado, mundialmente difundido e assim denominado. Através de uma reação química entre a água existente na amostra úmida e carbureto de cálcio, dentro de um recipiente hermético (speedy), nessa reação ocorrerá uma pressão. Essa pressão, que é função da quantidade de água existente na amostra, é correlacionada com valores de uma tabela onde se obtém a umidade da referida amostra. O procedimento básico consiste em colocar uma quantidade conhecida de amostra úmida dentro do equipamento speedy. Em seguida, coloca-se uma quantidade de cápsulas de carbureto de cálcio, colocam-se duas esferas de aço, fecha-se o speedy e agita-se de maneira que as esferas de aço quebrem as cápsulas de vidro de carbureto, fazendo com que o carbureto das cápsulas reaja com a água contida na amostra. A quantidade de amostra e de cápsulas de carbureto de cálcio é função do tipo de solo: argila, silte ou areia.

Pelo método nuclear pode-se determinar a quantidade de água existente em uma dada porção de amostra de solo. A determinação consiste em medir o gradiente de radiação entre a radiação emitida e a recebida. O equipamento para esse fim é denominado de Fonte de Radiação Nuclear, e é caracterizado pelo tipo de elemento radioativo. O elemento radioativo responsável pela determinação do teor de umidade é o Ameris Berílio. O equipamento é colocado sob a superfície do terreno, a sonda desce a uma profundidade de até 20 cm (ou outra escolhida) o aparelho é acionado, o operador distancia-se 10m e após um curto período de tempo o aparelho efetua a media em seguida o operador se aproxima e verifica a

leitura. Por se tratar de um equipamento que expõe o profissional à radiação oferecendo risco à saúde e ao meio ambiente, o LAME destituiu os ensaios com medidor nuclear do escopo de serviços do laboratório de geotecnia.

### 2.8.2 Controle de densidade de campo

Diversos são procedimentos de ensaio para a obtenção da densidade em campo, a saber: cravação de cilindro, frasco de funil-areia, óleo, nuclear, outros.

No método de cravação de cilindro, tem-se um molde cilíndrico biselado de 4" de diâmetro (possibilidade de diâmetros diferentes), e altura para que o volume final seja de aproximadamente  $1000 \text{ cm}^3$ . Esse molde é cravado sobre a superfície da camada que foi compactada, em seguida é removido e as faces rasadas, mede-se a massa do conjunto e descontando-se a massa do molde temos a massa de solo compactado. A densidade úmida será a massa de solo úmido dividido pelo volume do molde, e com o teor de umidade obtido com algum procedimento anteriormente descrito temos a densidade seca da camada compactada. A inconveniência desse procedimento é que quando se crava o molde cilíndrico na camada o molde acaba por compactar a porção de solo dentro do molde. Outro inconveniente é que ocorrem distorções no molde que propiciam a alteração de seu volume.

No método do frasco de funil-areia o equipamento é composto por um reservatório de plástico com capacidade de 5 litros, munido de uma válvula com um cone na extremidade, e uma bandeja quadrada com um furo centro de diâmetro igual ao bocal do funil. O material utilizado é uma areia de densidade conhecida ( $\gamma$  areia). É o método mais empregado no controle de densidade de campo. Basicamente o procedimento consiste em abrir um furo na superfície da camada a ser controlada, tomando-se o cuidado de medir a massa do material escavado, assim temos a massa do furo. Para a determinação do volume do furo utiliza-se o recurso da areia. Verte-se areia dentro do furo de maneira a completá-lo. Conhecendo-se a massa de areia suficiente para preencher o furo e através da densidade conhecida da areia temos o volume do furo. A densidade úmida de campo será a massa úmida do furo ( $M_{uf}$ ) dividida pelo volume do furo ( $V_f$ ) e com o



teor de umidade obtido, conforme os procedimentos anteriormente descritos obtêm-se a densidade seca ( $\gamma$  campo) da camada compactada.

O método nuclear se assemelha bastante ao procedimento de determinação de umidade anteriormente descrito. Entretanto, salienta-se que é necessária a calibração, além de se tratar de material radioativo. A FIGURA 10 apresenta um comparativo entre os métodos de densidades de campo.




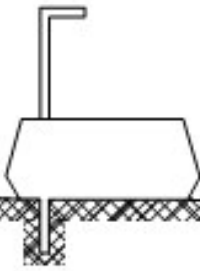
<b>MÉTODOS DE TESTE DE DENSIDADE DE CAMPO</b>				
	<b>Cone de Areia</b>	<b>Balão Densímetro</b>	<b>Tubo "Shelby"</b>	<b>Medidor Nuclear</b>
<b>Vantagens</b>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>• Amostragem grande</li> <li>• Preciso</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>• Amostragem grande</li> <li>• Obtenção de leitura direta</li> <li>• Material de classificação livre</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rápido</li> <li>• Amostragem profunda</li> <li>• Sob o leito dos tubos</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rápido</li> <li>• Fácil de refazer</li> <li>• Mais testes (confiabilidade estatística)</li> </ul>
<b>Desvantagens</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Muitas etapas</li> <li>• Necessidade de grande área</li> <li>• Lento</li> <li>• Equipamento de parada</li> <li>• Passível de coincidências</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Lento</li> <li>• Rompimento do balão</li> <li>• Complicado</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Amostragem pequena</li> <li>• Nenhum cascalho</li> <li>• Amostra nem sempre retida</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nenhuma amostra</li> <li>• Radiação</li> <li>• Umidade suspeita</li> <li>• Encoraja os amadores</li> </ul>
<b>Erros</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vazio sob a placa</li> <li>• Aumento de areia</li> <li>• Areia compactada</li> <li>• Bombeamento do solo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Superfície fora de nível</li> <li>• Bombeamento do solo</li> <li>• Vazio sob a placa</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sobre-excitação</li> <li>• Rochas no caminho</li> <li>• Solo plástico</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Descalibrado</li> <li>• Rochas no caminho</li> <li>• Necessidade de preparação da superfície</li> <li>• "Backscatter"</li> </ul>
<b>Custo</b>	• Baixo	• Moderado	• Alto	• Baixo

FIGURA 10 – COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE TESTES DE DENSIDADE DE CAMPO.

FONTE: MANUAL BÁSICO PARA COMPACTAÇÃO DE SOLO – MULTIQUIP DO BRASIL.

### 2.8.3 Grau de compactação

O grau de compactação é a relação da densidade seca de campo ( $\gamma$  campo) pela densidade seca máxima de laboratório ( $\gamma$  laboratório), função do ensaio de compactação, conforme exposto na equação 19.

$$GC = \gamma_d \text{ campo} / \gamma_{dMax, \text{laboratório}} * 100 \quad (19)$$

Em geral adotam-se GC acima de 95% de acordo com o que prescreve a norma ABNT NBR 5681 em obras de edificações e maior que 100% em obras de pavimentação segundo o que prescreve a norma DNIT-ES 108/2009.

## 2.9 QUALIFICAÇÃO DE JAZIDA

### 2.9.1 Classificação do solo quanto à qualidade

Quando à qualidade dos materiais, a norma DNIT-ES 138/2010 determina que deverão ser evitados, na execução do aterro, solos com Índice de Suporte Califórnia menor que dois ( $CBR \leq 2$ ) e com expansão maior do que 2%, mas outras especificações (DIRENG / INFRAERO) estabelecem 2% como expansão máxima. São freqüentes, também, as especificações que se referem ao grau de compactação (GC) em relação aos ensaios do Proctor Normal e do Proctor Modificado, estabelecendo-se valores entre 95 e 100% relativamente às densidades secas de campo e laboratório (equação 19). Os solos utilizados devem ser isentos de matéria orgânica.

Em regiões em que ocorra a presença de materiais rochosos e também falta de material de 1ª e 2ª categoria, admite-se a construção de aterros com material rochoso, desde que haja especificação complementar de projeto.

Em locais de difícil acesso, ou com ausência de material de boa qualidade, podem-se trabalhar algumas técnicas de melhoramento de solo para se conseguir

material adequado para os aterros compactados. Nesse caso, é interessante consultar profissional experiente para avaliar as condições de contorno, definir técnicas de melhoramentos aplicáveis e desenvolver projeto (solo cal, solo cimento, estabilização granulométrica, inserção de coluna de material granular, etc.).

### 2.9.2 Critérios para amostragem

A caracterização de um solo, através de parâmetros obtidos em ensaios de laboratório, depende, simultaneamente, da qualidade da amostra e do procedimento dos ensaios.

A amostra recompactada (porção de solo desagregado) deve ser representativa do solo que está sendo investigado, quanto à textura e constituição mineral. Ela é usada na identificação visual e tátil, nos ensaios de classificação (granulometria, limites de consistência e massa específica dos sólidos), no ensaio de compactação e na preparação de corpos de prova para ensaios de permeabilidade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento com umidade e grau de compactação de acordo com o interesse do projetista. Essas amostras, até cerca de um metro abaixo da superfície do terreno, poderão ser obtidas através de ferramentas simples (pás, enxadas, picaretas e outras mais apropriadas a cada caso), enquanto que para profundidade maior ter-se-á necessidade de ferramentas especiais (trados ou um amostrador de parede fina).

A amostra indeformada, geralmente de forma cúbica ou cilíndrica, deve ser representativa da estrutura e teor de umidade do solo, na data de sua retirada, além da textura e composição mineral. Ela é usada para se determinar as características do solo “in situ”, como os índices físicos, o coeficiente de permeabilidade, os parâmetros de compressibilidade e de resistência ao cisalhamento nas condições em que se apresentam em campo. Uma amostra indeformada pode ser obtida de diversas maneiras dependendo da cota da amostragem, do tipo do solo e da posição do lençol freático, no mínimo.

A NBR 9604/86 (ABNT, 1986c) rege a abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Na retirada, no transporte e no manuseio, de qualquer um dos dois tipos de amostras,

devem ser tomados cuidados extras para que a amostra não sofra nenhuma avaria.

A quantidade de amostras, ou seja, o volume de material ensaiado deve ser suficiente para permitir um controle estatístico das características geotécnicas do material compactado. Para estabelecer a quantidade de amostras por volume de material a ser movimentado no aterro, pode-se consultar a NBR 5681 (ABNT, 1980) a qual estabelece critérios para controle tecnológico da execução de aterros em obras de edificações.

Em obras com grandes volumes a serem movimentados, a qualificação de jazida envolve número expressivo de amostras que comprometem um prazo considerável no cronograma da obra. Para minimizar esse inconveniente, é recomendável a realização de sondagens a trado no local, com furos distribuídos numa malha que apresente condições de avaliar previamente a distribuição espacial das camadas de solo. Essa prática pode indicar a possibilidade de redução das amostras a serem coletadas quando for detectada homogeneidade do solo. Para o traçado da malha, deve-se seguir a norma NBR 8036 (ABNT, 1983) onde é fixada uma distância máxima de 100m entre furos podendo variar em função do tipo de obra (pavimentação, barragem, etc.).

Quando um volume de solo precisa ser caracterizado, é muito importante a elaboração de um plano de amostragem que permita a representatividade do maciço quanto ao material que o constitui bem como ao seu desempenho geotécnico. Os fatores considerados na elaboração de um plano de amostragem do solo são:

- Distribuição dos pontos de amostragem;
- Número de pontos de amostragem;
- Profundidade de amostragem;
- Quantidade de amostra necessária – tamanho da amostra;
- Protocolo de amostragem e preparação de amostras de solo;
- Técnicas de amostragem.

Para registro dos trabalhos em campo, deve-se elaborar documento denominado “protocolo de amostragem”. O protocolo de amostragem do solo deve constar de croqui com a locação e distribuição dos furos de sondagem a trado, croqui com a locação dos locais de retirada das amostras e profundidades de

coletas, técnicas de amostragem utilizadas, data de coleta e profissionais envolvidos.

Informações pré-existentes do local podem auxiliar na elaboração de um plano eficiente e econômico de amostragem. Tais informações preliminares podem constar de ensaios já executados com amostras retiradas do local, porém, em quantidade ou qualidade insuficiente para dar suporte às tomadas de decisões. É preciso avaliar a atualização das informações existentes e para isso, uma visita de reconhecimento é fundamental. Dependendo da variabilidade encontrada no local e das dificuldades técnicas no planejamento da investigação, um profissional experiente pode auxiliar nesse trabalho.

### 2.9.3 Ensaios

Em geral, para avaliação do solo em área de empréstimos, as amostras colhidas são submetidas aos seguintes ensaios de laboratório:

- Umidade natural;
- Limite de Liquidez;
- Limite de plasticidade;
- Granulometria;
- Massa específica dos grãos;
- Compactação Proctor Normal.

Os resultados desses ensaios são colocados em gráficos, cuja análise permite uma avaliação quanto à homogeneidade do material. A comparação entre as umidades naturais e as ótimas dos ensaios de compactação, de cada amostra, permite verificar em que condições se encontram as áreas de empréstimo. Esse dado é importante para a empreiteira analisar a necessidade de irrigação ou de secagem dos materiais antes da sua compactação no local do aterro.

Como os materiais irão sofrer uma série de transformações físicas, antes de constituírem os aterros compactados (escavação, transporte, lançamento, tratamentos e compactação), não há interesse em se determinar as suas

propriedades nas condições em que se encontram nas áreas de empréstimo, com exceção da umidade natural, para que se possam verificar as necessidades de tratamentos, antes da compactação. Por esse motivo, não é necessário solicitar ensaios para determinar parâmetros de resistência e compressibilidade do maciço.

### 3 METODOLOGIA

O que se pretendeu realizar neste trabalho foi uma forma de aplicar conceitos que são diferentes (CBR, ensaio de placa e avaliação da capacidade de carga por Terzaghi) para controle de execução de aterros. Partindo de um CBR mínimo estabelecido (condição inicial da concessionária, CBR 10%) procurou-se associar uma curva Tensão X Deformação a esse número, com o objetivo de avaliar uma sistemática que vem sendo usada pela concessionária com sucesso, na tentativa de validá-la, associando-a com indicadores comuns na prática da engenharia: frasco de areia, determinação de densidade, CBR e prova de carga.

Levou-se um padrão de laboratório (CBR) para o campo (prova de carga) e por uma questão de dificuldade executiva (maior carga de reação), a norma brasileira para prova de carga foi desconsiderada e foi utilizada a antiga norma alemã (DIN 18134, 2001). Entre a placa maior da norma brasileira e a menor alemã, a alemã utilizada nesta dissertação se aproxima mais do ensaio de CBR. Com área de  $0,071\text{m}^2$  e diâmetro de 30 cm, o alcance do bulbo é de aproximadamente duas camadas do corpo do aterro (da ordem da 60 cm).

Em cada aterro de subestação foram coletados três cilindros de CBR para inundar e romper em laboratório conforme norma (ABNT, 1987). Os equipamentos e acessórios, procedimento de amostragem, cuidados e dimensionamento das amostras coletadas para o desenvolvimento deste trabalho estão descritos no documento Nº. 00000-27300-0027 (Instrução para coleta de amostras de solo deformado), e também no documento 00000-27300-0028 (Procedimento para coleta de amostra indeformada e execução de prova de carga sobre placa em aterros compactados), incluídos no apêndice C e D desta dissertação.

### 3.1 CAMPANHA DE ENSAIOS

A campanha consistiu de caracterização completa (ABNT, 1984a; 1984b; 1984c; 1984d; 1986b), compactação na energia normal (ABNT, 1986a), CBR na energia normal (ABNT, 1987), adensamento (ABNT, 1990) e cisalhamento direto (BS 1377, 2001) em corpos de prova talhados de amostras indeformadas coletadas nos aterros compactados e também em amostras compactadas a partir de amostras deformadas coletadas em campo, não necessariamente em aterros compactados. As provas de carga direta sobre o terreno (DIN 18134, 2001), foram realizadas tanto em aterros compactados com os parâmetros da especificação vigente quanto em aterros compactados sem este controle. A reação utilizada no ensaio foi obtida com o uso de caminhão com peso de 16 toneladas (caminhão + carga), conforme mostra a FIGURA 11.



FIGURA 11 – ESQUEMA DE REAÇÃO UTILIZADO NAS PROVAS DE CARGA.

FONTE: o autor.

Os ensaios foram realizados em duas fases: na primeira fase com as provas de carga nos aterros compactados de acordo com as especificações vigentes nas subestações de Santa Mônica, Posto fiscal e Prudentópolis, e na segunda com as mesmas sobre aterros compactados sem este controle, nas subestações de Vila Carli, Distrito Industrial de São José dos Pinhais e Altônia.

Os ensaios de placa indicam a qualidade do aterro compactado, mediante determinação do gráfico tensão x recalque na condição in situ. Seus resultados foram relacionados com os valores de CBR obtidos de amostras indeformadas, coletadas em cilindros no mesmo aterro, rompidas em laboratório com leituras de expansão e penetração, de acordo com a norma (ABNT, 1987).

Para determinação da envoltória de resistência que define a coesão e o ângulo de atrito interno, foi utilizada a representação gráfica de Mohr-Coulomb a partir dos resultados de ensaios de cisalhamento direto. A taxa de deslocamento desses ensaios foi de 0,05 mm/min e as tensões aplicadas foram de aproximadamente 50kPa, 100kPa e 200kPa, compatíveis com as tensões de projeto das fundações de equipamentos usuais (cerca de 150 kPa), com todos os corpos de prova inundados.

### 3.2 MATERIAIS

O programa para escolha da amostragem considerou a classificação granulométrica do solo, (argiloso a arenoso) e o valor de CBR que o mesmo apresenta. Para as provas de carga, foram escolhidas seis subestações, abrangendo solos diferenciados:

- A Subestação Santa Mônica 230 kV (SE SMC) está localizada em terreno na Rua Florindo Trevisan s/nº, bairro Vila Luiz Baron, município de Colombo. Geologicamente, os terrenos do município são de origem calcárea definindo tipicamente solos argilosos. Há em muitos locais da região problemas relativos ao material cárstico, basicamente descontinuidades e/ou fraquezas localizadas de origem química e que podem comprometer o bom desempenho de estruturas nele apoiadas. Saliente-se que na área da SE em apreço, não se verificou tal situação.
- A Subestação Posto Fiscal 230 kV (SE PFL) está localizada em terreno na estrada de acesso ao Porto de Paranaguá (próximo ao trevo da rodovia BR-277), Colônia Santa Rita, Município de Paranaguá. É parte integrante da Planície Litorânea do Paraná, caracterizada por áreas planas, saturadas, com o nível de água do lençol freático próximo da superfície do



terreno. Há predominância de material arenoso no perfil geotécnico, com a presença de argila orgânica de baixa consistência, em geral a maiores profundidades, ou mesmo nas várzeas de rios.

- A Subestação Prudentópolis 138 kV (SE PRU) localiza-se em terreno à Rua João Fleury, Loteamento Jardim Tropical, lote 01, quadra 01, Município de Prudentópolis. Este município está inserido no Segundo Planalto do território paranaense, compreendido entre a Serra de São Luiz do Purunã e a Serra da Esperança. As argilas de Prudentópolis são oriundas do manto de alteração superficial de sedimentos marinhos argilosos, pertencentes às formações Serra Alta, Teresina e Rio do Rastro. Esta alteração resulta em depósitos de argilas residuais, predominantes no município, formando um manto de alteração profundo de material argiloso com 10 ou mais metros de espessura, às vezes oxidado, com cor avermelhada, cinza-claro e bege, localmente denominado de taguá ou argila de barranco, com características tecnológicas que atendem as especificações para uso em cerâmica vermelha.
- A Subestação Vila Carli 138 kV (SE VCA) localizada à Rua Paraíba, entre as ruas Sergipe e Bahia, Município de Guarapuava, situa-se no Terceiro Planalto Paranaense, ou Planalto Basáltico, ou ainda Planalto de Guarapuava. É a mais extensa das unidades de relevo do estado. É formado por rochas ígneas eruptivas, principalmente basaltos, cuja alteração formou a famosa terra vermelha, a partir da Era Mesozóica.
- A Subestação Distrito Industrial de São José dos Pinhais 138 kV (SE DJP) está localizada à Rua Tsunessaburo Makiguti esquina com Rua Jossei Toda, Jardim Santa Ana, Município de São José dos Pinhais. Geologicamente, os terrenos do município são de origem basicamente quaternária, definindo tipos de solos predominantemente argilosos, muitas vezes orgânicos ou com material orgânico e heterogêneo.
- A Subestação Altônia 138 kV (SE ALT) está localizada à Rua Antonio Munhoz, lotes 3 e 4, Gleba São Vicente, Município de Altônia. Os solos regionais são todos derivados da deposição de areias e argilas pela correnteza do rio Paraná, provenientes da erosão natural de rochas e solos de sua imensa bacia. A história da formação da Bacia do Paraná resulta de atividades vulcânicas que derramaram gigantesca quantidade

de lava que se solidificou em rocha basáltica sobre a superfície local. Devido ao peso deste enorme derrame de lavas, apontando como o maior do planeta e conhecido como “Derrame de Trapp”, a superfície do continente afundou pouco a pouco e formou uma considerável bacia para dentro da qual passaram a correr os rios pré-históricos. Durante milhões de anos foram acumuladas dentro desta bacia as areias provenientes da erosão das rochas e dos solos pelas chuvas, gelos e ventos. Num período posterior, mais seco, formou-se um grande deserto regional. Estas areias foram transformadas em um tipo de rocha sedimentar, conhecida como arenito, que hoje reveste todo o noroeste do Estado do Paraná, designado de Arenito Caiuá.

Os locais para retirada de amostras foram definidos em função do tipo de solo (arenoso, argiloso e siltoso) e da altura do maciço compactado, tendo-se decidido por coletas de blocos de indeformada a cerca de 1 m da superfície final do aterro. Para as amostras deformadas, foram escolhidas outras nove subestações, sendo elas:

- A Subestação Campo Mourão 230kV (SE CMO) localiza-se em terreno na PR 487 km4, município de Campo Mourão, Paraná. O solo predominante é o latossolo roxo, de textura argilosa.
- A Subestação Jaguariaíva 230kV (SE JGI) localiza-se em terreno à Rua André Johanson, estrada rural Pesqueiro, s/n, município de Jaguariaíva, Paraná. Jaguariaíva faz parte do Segundo Planalto Paranaense, e sua geologia são caracterizadas pela Formação Furnas e Ponta Grossa, pertencente ao Grupo Paraná e ao Grupo Granitóides. Os principais tipos de solo da região são: Litólicos, Latossolo vermelho-escuro e Podzólico vermelho-amarelo.
- A Subestação Pato Branco 230kV (SE PTO) localiza-se em terreno à Rua Assis Brasil, s/n, bairro Bortot, município de Pato Branco, Paraná. Pato Branco faz parte do Terceiro Planalto Paranaense, e sua geologia é caracterizada pela Formação Serra Geral, pertencente ao Grupo São Bento. Os principais tipos de solo são: Litólicos, Terra roxa estruturada e Latossolo roxo e bruno.

- A Subestação Ponta Grossa Sul 230kV (SE PGS) localiza-se em terreno na BR 376 km 95, Parque Industrial, município de Ponta Grossa, Paraná. A Formação Ponta Grossa é uma formação geológica da Bacia do Paraná, constituída principalmente por rochas argilosas denominadas folhelhos e, além de ser rica em fósseis, é uma das potenciais geradoras de petróleo da bacia. Secundariamente a Formação Ponta Grossa é formada por arenitos sílticos. As rochas desta formação afloram desde a divisa do estado do Paraná com o estado de São Paulo, a nordeste de Ponta Grossa, até próximo da cidade da Lapa, também no Paraná e a sudeste de Ponta Grossa.
- A Subestação União da Vitória 138kV (SE UVI) localiza-se à Rua José Júlio Cleto Silva, 330, bairro Rocio, município de União da Vitória, Paraná. A geologia do território caracteriza-se pela predominância da Formação Serra Geral, representativa das manifestações vulcânicas que ocorreram entre os períodos Jurássico e Cretáceo em grande parte do Terceiro Planalto paranaense, composta por rochas efusivas básicas como basaltos maciços e amigdalóides com intercalações de arenito fino.
- A Subestação Arapongas 138kV (SE APG) localiza-se à Rua Bonito de Campo, 467, Bairro Jardim Baronesa, município de Arapongas, Paraná. Arapongas faz parte do Terceiro Planalto Paranaense, e sua geologia é caracterizada pela Formação Serra Geral, pertencente ao Grupo São Bento. Os principais tipos de solo da região são: Terra roxa estruturada, Litólicos, Latossolo vermelho-escuro e Podzólico vermelho-amarelo.
- A Subestação Cascavel Oeste 500kV (SE CVO) localiza-se na BR 277 km 601 - estrada Peroba, no município de Cascavel, Paraná. Cascavel faz parte do Terceiro Planalto Paranaense, e sua geologia é caracterizada pela Formação Serra Geral, pertencente ao Grupo São Bento. Os principais tipos de solo da região são: Latossolos roxo, Terra roxa estruturada e Litólicos.
- A Subestação de Tamoio 138kV (SE TMO) localiza-se à Rua Brasília esquina com Rua Maceió, no município de Umuarama, Paraná. Umuarama faz parte do Terceiro Planalto Paranaense, e sua geologia é caracterizada por Aluviões e pela Formação Caiuá, pertencente ao Grupo

Bauru. Os principais tipos de solo são: Podzólico vermelho-escuro, Latossolos vermelho-amarelo e solos de Terra roxa.

- A Subestação Mandacaru 138kV (SE MDU) localiza-se à estrada do Seminário, s/n, lote 13, Gleba Patrimônio, bairro Mandacaru, município de Maringá, Paraná. Maringá faz parte do Terceiro Planalto Paranaense, e sua geologia é caracterizada pela Formação Santo Anastácio, pertencente ao Grupo Bauru e Formação Serra Geral, pertencente ao Grupo São Bento. Os principais tipos de solo da região são: Terra roxa estruturada, Latossolos vermelho-escuro e Litólicos.

Os locais para retirada de amostras não foram definidos preferencialmente em aterros compactados, pois as mesmas foram recompactadas em laboratório na umidade ótima e Grau de Compactação de acordo com as especificações no intuito de ampliar universo de dados da pesquisa. Com essa medida, pode-se contar com a colaboração da fiscalização da concessionária para coletar as amostras em campo, abrangendo todo o Estado do Paraná. A FIGURA 12 mostra o mapa de coleta das amostras.

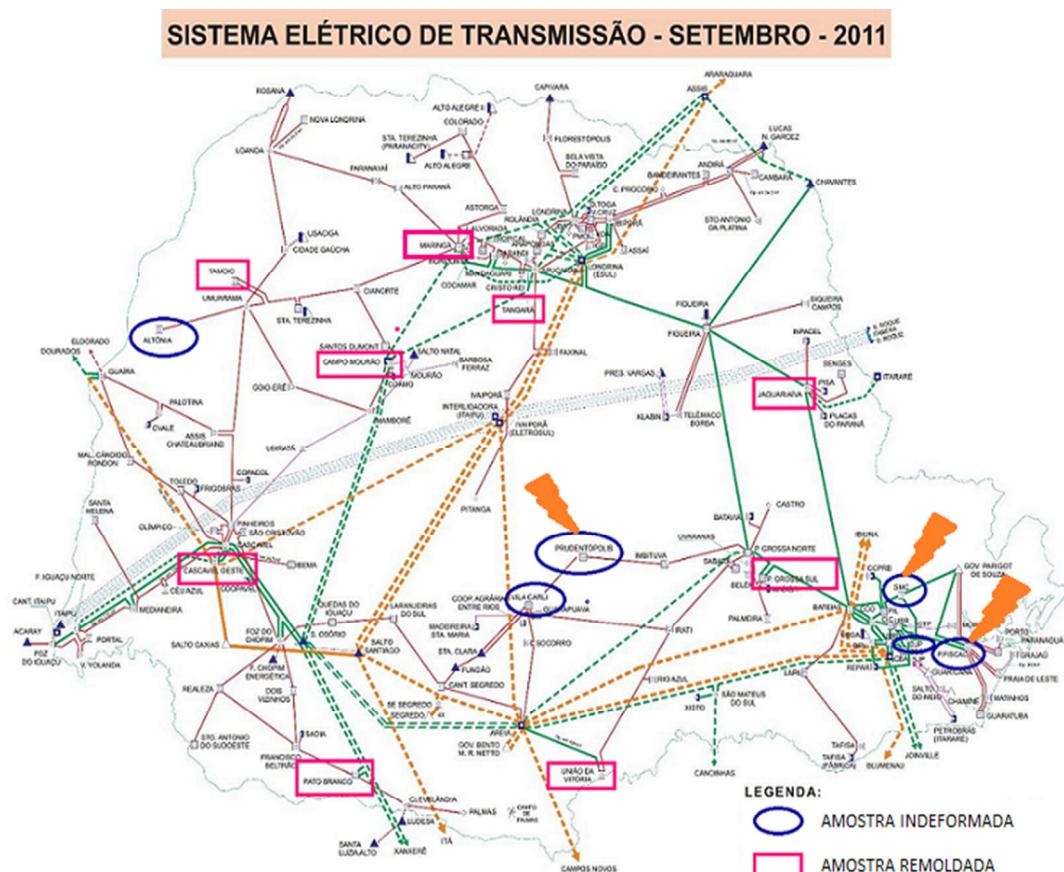


FIGURA 12 – MAPA DE COLETA DAS AMOSTRAS.

FONTE: o autor.

## 4 RESULTADO DOS ENSAIOS

### 4.1 AMOSTRAS INDEFORMADAS

As amostras indeformadas foram coletadas entre os anos de 2010 e 2011 pelo LAME/LACTEC e todos os gráficos obtidos nos ensaios de laboratório podem ser conferidos no apêndice B desse trabalho. A TABELA 9 apresenta a distribuição granulométrica e respectiva classificação das amostras indeformadas. Os resultados dos ensaios de caracterização e compactação das amostras estão apresentados na TABELA 10. A TABELA 11 resume os valores de CBR obtidos em laboratório para as amostras indeformadas. A TABELA 12 resume os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e a TABELA 13 resume os resultados obtidos dos ensaios de

adensamento. Todas as envoltórias de resistência apresentaram satisfatório coeficiente de correlação ( $R^2$ ). Quanto às provas de carga, os gráficos tensão x recalque obtidos estão apresentados nos GRÁFICOS 1, 2, 3, 4, 5 e 6 e o resumo das informações encontra-se na TABELA 14.

TABELA 9 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO ABNT DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.

Amostra	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho	Pedra-de-mão	Classificação
	%	%	%	%	%	%	%	ABNT
SE SMC	55,4	15,3	16,1	9,5	1,6	0,5	1,1	Argila Arenosa Siltosa
SE PFL	5,2	2,8	82,5	8,7	0,3	0,4	0,1	Areia Argilo Siltosa
SE PRU	38,4	38,5	17,0	5,0	0,7	0,3	0,0	Silte Argilo Arenoso
SE VCA	19,8	5,0	45,8	29,2	0,1	0,0	0,0	Areia Argilo Siltosa
SE DJP	21,0	29,6	14,1	14,1	16,4	2,5	2,4	Areia Silto Argilosa
SE ALT	21,0	6,2	53,4	19,4	0,1	0,0	0,0	Areia Argilo Siltosa

FONTE: o autor.

TABELA 10 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.

<b>Amostra</b>	<b>SE SMC</b>	<b>SE PFL</b>	<b>SE PRU</b>	<b>SE VCA</b>	<b>SE DJP</b>	<b>SE ALT</b>
<i>Peso esp. real dos grãos (kN/m<sup>3</sup>)</i>	27,2	25,7	28,8	26,6	26,5	26,3
<i>Teor de umidade (%)</i>	27,1	13,8	31,5	40,0	14,9	9,0
<i>Peso esp. aparente seco(kN/m<sup>3</sup>)</i>	15,24	16,91	13,07	12,59	16,74	18,53
<i>Índice de grupo (IG)</i>	10	-	19	0	4	2
<i>Limite de Liquidez (%)</i>	47	-	54	17	38	15
<i>Limite de Plasticidade (%)</i>	34	-	36	8	26	9
<i>Índice de Plasticidade (%)</i>	13	-	18	9	12	6
<i>Umidade ótima (%)</i>	25,5	11,6	31,2	10,5	18,0	10
<i>Peso esp. seco máximoPN (kN/m<sup>3</sup>)</i>	15,3	16,8	14,5	19,4	16,6	19,5

FONTE: o autor.

TABELA 11 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.

<b>Amostra</b>	<b>Desvio da umidade ótima (%)</b>	<b>Teor de umidade (%)</b>	<b>Peso esp. aparente seco (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Expansão (%)</b>	<b>Índice de Suporte Califórnia (%)</b>
SE SMC	+4%	29,74	15,5	0,07	22,18
	+3%	28,10	16,5	0,04	14,73
	0%	25,20	17,4	0,04	13,55
SE PFL	-1%	11,13	16,5	0,01	19,29
	+6%	18,34	16,5	0,02	9,66
	0%	12,00	16,5	0,02	7,34
SE PRU	-1%	30,25	13,8	0,32	12,42
	+6%	37,61	13,2	0,09	20,32
	-1%	30,01	14,2	0,52	16,14
SE VCA	-2%	8,74	11,8	1,02	18,05
	-2%	8,80	15,6	0,61	26,74
	-1%	9,32	12,0	1,01	19,47
SE DJP	-7%	11,13	16,1	0,15	3,73
	+0%	18,34	12,9	0,08	4,30
	-6%	12,00	12,9	0,24	4,93
SE ALT	-1%	8,7	19,1	-0,01	3,23
	-1%	8,8	19,1	-0,01	6,22
	-1%	9,3	19,1	-0,07	2,39

FONTE: o autor.

TABELA 12 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.

Amostra	SE SMC	SE PFL	SE PRU	SE VCA	SE DJP	SE ALT
<i>Coesão (kPa)</i>	32	47	36	35,9	51,3	55,5
<i>Ângulo de atrito interno (°)</i>	35,5	35,5	37,4	41,2	27,4	33,6
<i>Peso esp. aparente médio(kN/m³)</i>	19,13	19,13	18,25	12,46	16,19	19,13
<i>Coefficiente de correlação (R²)</i>	0,9914	0,9843	0,9869	0,9974	0,9491	0,9956

FONTE: o autor.

TABELA 13 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.

Amostra	SE SMC	SE PFL	SE PRU	SE VCA	SE DJP	SE ALT
<i>Índice de vazios inicial</i>	0,79	0,52	1,20	1,11	0,58	0,42
<i>Tensão de pré-adensamento (kPa)</i>	370	120	370	300	250	100
<i>Índice de compressão</i>	0,08	0,04	0,11	0,43	0,12	0,04

FONTE: o autor.

TABELA 14 – RESULTADOS DOS DADOS DAS PROVAS DE CARGA.

Amostra	PRIMEIRA FASE			SEGUNDA FASE		
	SE SMC	SE PFL	SE PRU	SE VCA	SE DJP	SE ALT
<i>Altura do aterro compactado (m)</i>	~ 6,0	~5,0	~7,0	~ 5,0	~ 13,0	~ 3,80
<i>Tensão máxima (kPa)</i>	790	790	790	790	790	450
<i>Recalque máximo (mm)</i>	6,9	13,8	16,5	88,0	11,2	43,5
<i>Tensão admissível (kPa)<sup>1</sup></i>	~ 385	~ 385	~ 385	~385	~ 385	~264
<i>Recalque (mm)<sup>2</sup></i>	2,2	2,2	5,3	32,0	2,7	5,14

FONTE: o autor.

<sup>1</sup> Tensões admissíveis definidas a partir do critério de ruptura geral, tomando-se a tensão máxima aplicada durante o ensaio e aplicando-se coeficiente de segurança 2.

<sup>2</sup> Recalque correspondente a tensão admissível obtida na prova de carga sobre placa, conforme Nota 1.



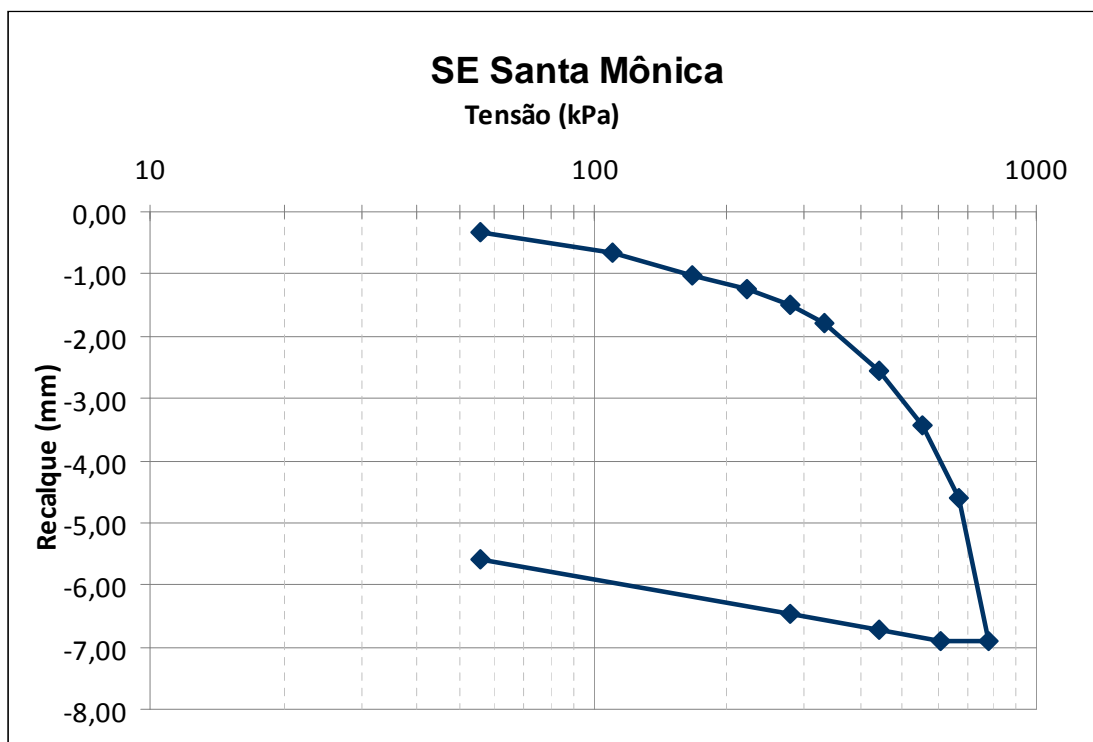


GRÁFICO 1 - PROVA DE CARGA SE SANTA MÔNICA.  
FONTE: o autor.

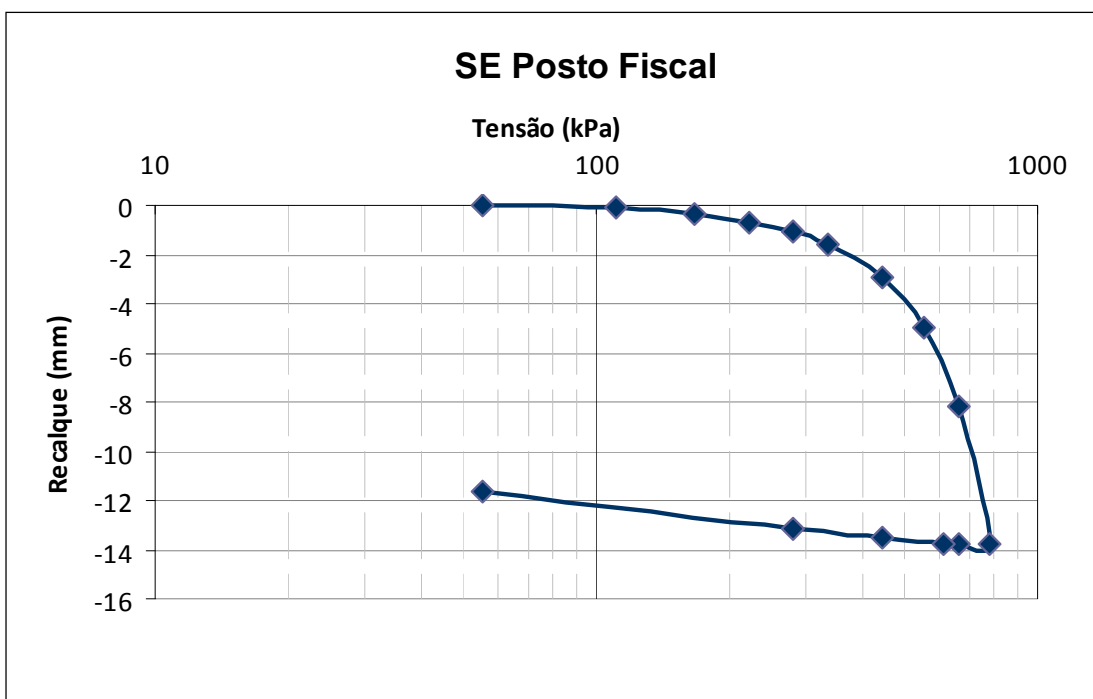


GRÁFICO 2 – PROVA DE CARGA SE POSTO FISCAL.  
FONTE: o autor.

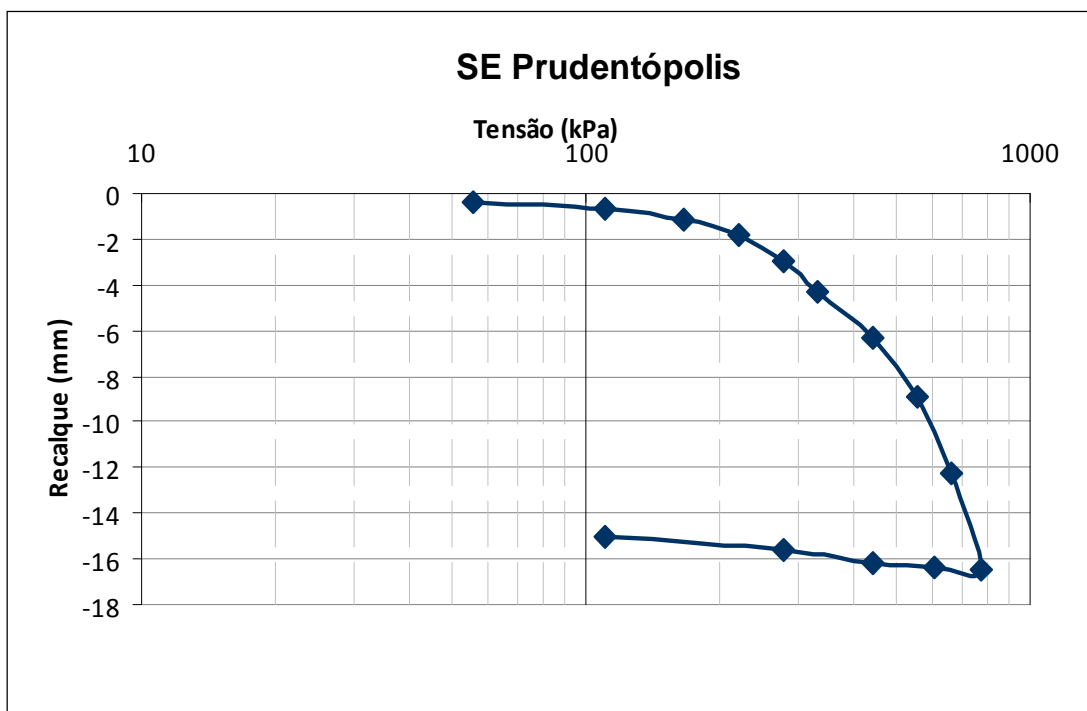


GRÁFICO 3 – PROVA DE CARGA SE PRUDENTÓPOLIS.  
FONTE: o autor.

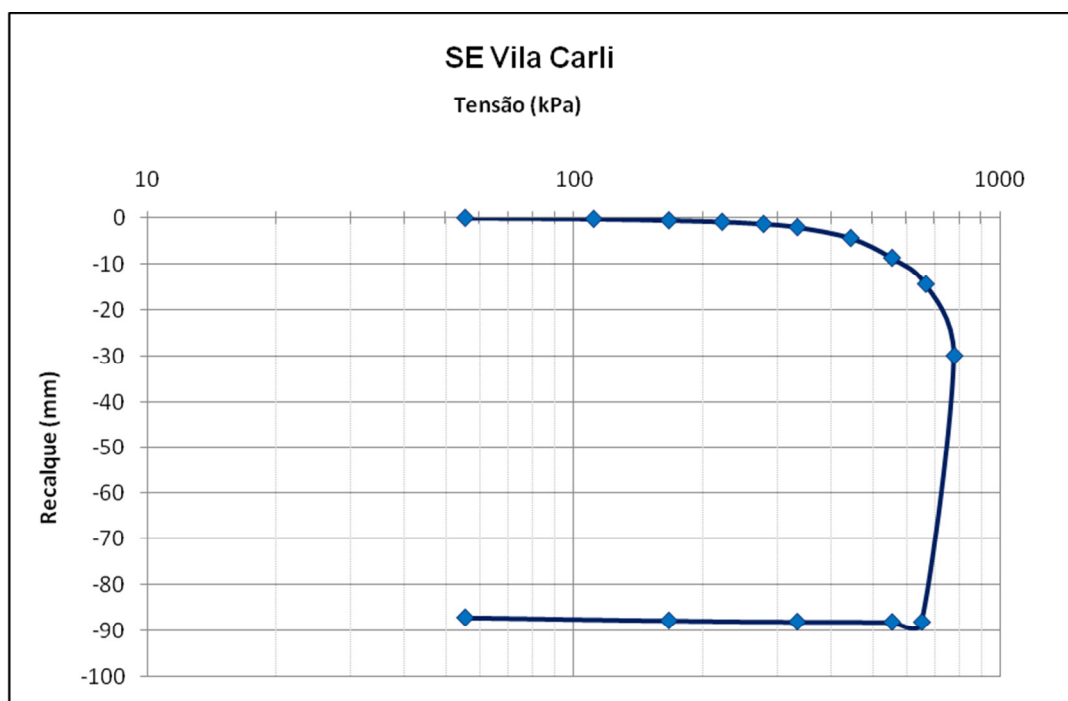


GRÁFICO 4 – PROVA DE CARGA SE VILA CARLI.  
FONTE: o autor.

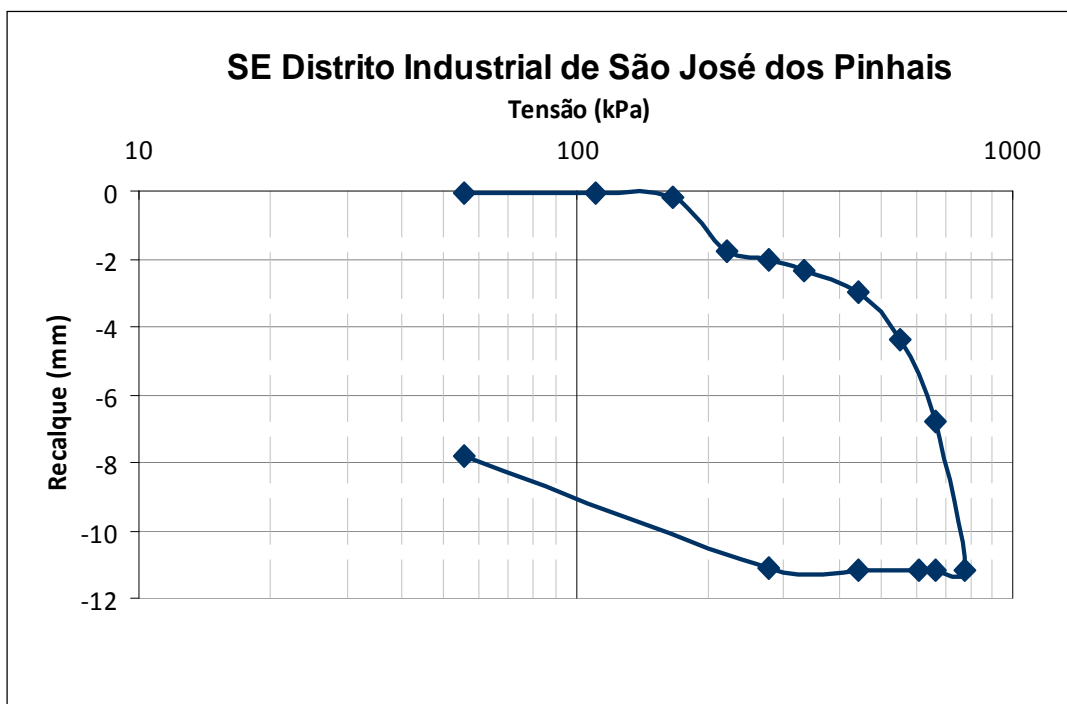


GRÁFICO 5 – PROVA DE CARGA SE DJP.  
 FONTE: o autor.

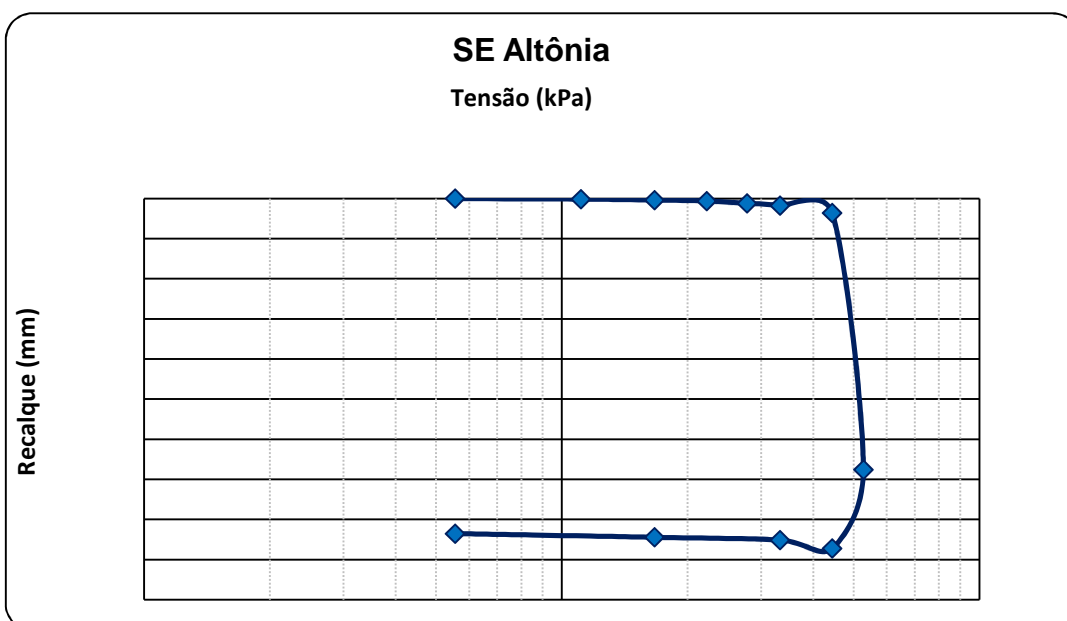


GRÁFICO 6 – PROVA DE CARGA SE ALTÔNIA.  
 FONTE: o autor.

## 4.2 AMOSTRAS RECOMPACTADAS

As amostras deformadas foram coletadas entre os anos de 2010 e 2011 pela fiscalização da concessionária. Todos os gráficos obtidos nos ensaios de laboratório podem ser conferidos no apêndice B desse trabalho. A TABELA 15 apresenta a distribuição granulométrica e respectiva classificação das amostras deformadas. A TABELA 16 resume os valores de CBR obtidos em laboratório para as amostras deformadas. Os resultados dos ensaios de caracterização e compactação das amostras estão apresentados na TABELA 17. A TABELA 18 resume os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto e a TABELA 19 resume os resultados obtidos dos ensaios de adensamento. Todas as envoltórias de resistência apresentaram satisfatório coeficiente de correlação (R2).

TABELA 15 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO ABNT DAS AMOSTRAS DEFORMADAS.

Amostra	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho	Pedra-de-mão	Classificação
	%	%	%	%	%	%	%	ABNT
SE CMO	78,6	16,6	1,3	2,5	1,0	0,0	0,0	Argila Silto Arenosa
SE JGI	54,0	25,4	9,2	8,6	2,2	0,4	0,2	Argila Silto Arenosa
SE PTO	65,1	29,1	2,5	0,8	0,8	0,6	1,2	Argila Silto Arenosa
SE PGS	69,7	16,8	7,3	2,6	0,9	1,0	1,7	Argila Silto Arenosa
SE UVI	36,8	18,1	29,1	15,2	0,6	0,2	0,1	Areia Argilo Siltosa
SE APG	75,6	18,5	3,9	1,3	0,4	0,2	0	Argila Silto Arenosa
SE CVO	77,3	13,8	4,8	0,7	0,2	0,1	3,0	Argila Silto Arenosa
SE TMO	14,4	2,6	46	37,1	0,0	0,0	0,0	Areia Argilo Siltosa
SE MDU	68,6	17,8	9,2	2,7	0,4	1,3	0,0	Argila Silto Arenosa

FONTE: o autor.

TABELA 16 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) DAS AMOSTRAS DEFORMADAS. FONTE: o autor.

Amostra	Desvio da umidade ótima (%)	Teor de umidade (%)	Peso esp. aparente seco (kN/m <sup>3</sup> )	Expansão (%)	Índice de Suporte Califórnia (%)
SE CMO	-2	27,12	1,440	0,23	15,24
	0	28,84	1,466	0,16	20,15
	+2	31,49	1,563	0,10	6,22
	+3	32,65	1,414	0,08	3,28
	+6	35,27	1,390	0,06	2,22
SE JGI	-4	24,63	1,343	0,35	19,98
	-1	27,07	1,369	0,32	20,65
	-1	27,87	1,500	0,25	16,09
	+1	29,29	1,380	0,14	10,84
	+4	32,67	1,347	0,09	2,61
SE PTO	-3	30,77	1,39	0,47	20,32
	-2	31,67	1,43	0,35	16,60
	-1	34,81	1,38	0,45	13,38
	+2	36,41	1,35	0,34	3,17
	+4	38,52	1,30	0,30	1,80
SE PGS	-3	31,22	1,352	0,77	10,34
	0	34,49	1,333	0,49	13,55
	+3	36,70	1,324	0,29	11,18
	+6	39,91	1,258	0,30	8,82
	+8	41,73	1,227	0,07	3,06
SE UVI	+4	12,01	1,66	0,55	12,71
	+2	16,34	1,65	0,36	18,46
	0	18,70	1,63	0,37	6,33
	-2	20,54	1,58	0,33	2,49
	-4	23,97	1,49	0,18	2,73
SE APG	-4	28,76	1,31	0,68	10,34
	-2	30,45	1,38	0,35	13,55
	0	31,84	1,40	0,38	14,40
	+2	33,44	1,40	0,61	9,66
	+4	35,32	1,36	0,36	3,62
SE CVO	-2	32,05	1,36	0,07	20,48
	0	33,99	1,37	0,10	10,16
	+2	36,75	1,35	0,08	6,38
	+4	37,96	1,32	0,06	4,52
	+6	40,08	1,27	0,04	2,61
SE TMO	-5	6,00	1,42	-0,41	11,69
	-4	7,11	1,94	-0,03	22,01
	-1	9,32	2,34	-0,02	14,56
	+0	11,25	1,88	-0,07	2,72
	+3	13,51	1,67	-0,18	2,39
SE MDU	-5	26,38	1,39	2,64	6,02
	-3	28,37	1,43	1,83	7,29
	+0	30,90	1,45	1,25	7,63
	+2	33,06	1,42	0,76	5,26
	+4	35,10	1,38	0,45	3,91

TABELA 17 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS DEFORMADAS.

<b>Amostra</b>	<b>SE CMO</b>	<b>SE JGI</b>	<b>SE PTO</b>	<b>SE PGS</b>	<b>SE UVI</b>	<b>SE APG</b>	<b>SE CVO</b>	<b>SE TMO</b>	<b>SE MDU</b>
<i>Peso esp. real dos grãos (kN/m<sup>3</sup>)</i>	29,0	26,0	29,1	27,8	26,0	30,4	28,2	26,7	29,8
<i>Teor de umidade (%)</i>	29,8	30,5	34,7	34,0	16,6	31,8	35,6	10,1	29,8
<i>Peso esp. aparente seco(kN/m<sup>3</sup>)</i>	15,1	14,4	13,8	14,3	17,9	15,2	12,8	18,6	13,1
<i>Índice de grupo (IG)</i>	13	8	15	11	6	10	11	-	16
<i>Limite de Liquidez (%)</i>	53	43	67	61	33	57	60	-	69
<i>Limite de Plasticidade (%)</i>	31	32	41	45	19	42	43	-	35
<i>Índice de Plasticidade (%)</i>	22	11	26	16	14	15	17	-	34
<i>Umidade ótima (%)</i>	29,3	28,5	34,0	34,0	19,3	31,5	34,5	10,6	31,0
<i>Peso esp. seco máximo (kN/m<sup>3</sup>)</i>	14,8	14,2	13,7	13,4	16,7	14,2	13,8	19,0	14,1

FONTE: o autor.

TABELA 18 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO DAS AMOSTRAS DEFORMADAS.

<b>Amostra</b>	<b>SE CMO</b>	<b>SE JGI</b>	<b>SE PTO</b>	<b>SE PGS</b>	<b>SE UVI</b>	<b>SE APG</b>	<b>SE CVO</b>	<b>SE TMO</b>	<b>SE MDU</b>
<i>Coesão (kPa)</i>	46,1	48,4	38,1	31,8	46,6	46,1	48,3	25,6	42,4
<i>Ângulo de atrito interno (°)</i>	34,0	38,2	35,8	35,1	34,0	34,8	38,0	40,7	28,2
<i>Peso esp. aparente médio(kN/m<sup>3</sup>)</i>	14,1	14,4	14,0	14,2	14,4	15,8	13,9	18,4	14,2
<i>Coefficiente de correlação (R<sup>2</sup>)</i>	0,994	0,9797	0,9918	0,9998	0,9919	0,9964	0,9999	0,9983	0,998

FONTE: o autor.

TABELA 19 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO DAS AMOSTRAS DEFORMADAS.

<b>Amostra</b>	<b>SE CMO</b>	<b>SE JGI</b>	<b>SE PTO</b>	<b>SE PGS</b>	<b>SE UVI</b>	<b>SE APG</b>	<b>SE CVO</b>	<b>SE TMO</b>	<b>SE MDU</b>
<i>Índice de vazios inicial</i>	0,92	-	1,11	0,95	0,46	1,00	1,22	0,43	1,18
<i>Tensão de pré-adensamento (kPa)</i>	190	-	300	200	240	300	120	65	200
<i>Índice de compressão</i>	0,35	-	0,50	0,09	0,10	0,15	0,19	0,05	0,18

FONTE: o autor.

## 5 ANÁLISES DOS RESULTADOS

### 5.1 QUANTO À CAPACIDADE DE SUPORTE E RECALQUES DOS SOLOS ESTUDADOS

De modo geral, nos projetos de fundação de pórticos e equipamentos, para aterros controladamente compactados, é admitida uma taxa de 50kPa, mesmo sobre aterros compactados com rigoroso controle executivo. Adota-se tensão admissível do solo igual ou superior a 100kPa somente quando há comprovação através de ensaios geotécnicos, após a execução dos aterros compactados. Esta providência visa evitar danos na operação dos equipamentos (COPEL,2001).

Considera-se excessiva qualquer tensão que possa provocar uma ruptura na massa de solo em que a fundação se apóia, bem como inclinações e recalques apreciáveis do conjunto estrutural. Como exemplo, as tensões máximas das três provas de carga relatadas, da ordem de 790 kPa, são excessivas. Analogamente, valores de recalques diferenciais específicos (ABNT, 2010) de 1/300 ou maiores são normalmente tomados como limitantes ao bom desempenho estrutural, podendo comumente causar patologias indesejáveis (trincas) e/ou mau funcionamento dos equipamentos apoiados nessas estruturas.

De maneira geral, de acordo com o corpo técnico da concessionária, as fundações rasas de equipamentos têm em média 1,0m a 1,2m de profundidade, as bases de transformador de 1,5m a 1,6m e dos pórticos de 2,8m a 3,2m de profundidade. Para a fundação de pórtico tomada como exemplo a tensão solicitante é de 31kPa.

Para o cálculo da tensão de ruptura e tensão admissível dos aterros estudados, utilizou-se a fórmula proposta por Terzaghi (DAS, 2007) com ruptura geral, aplicada inicialmente às dimensões da placa da prova de carga (DIN 18134,2001). Para o caso real adotaram-se dados geométricos e de carregamento referentes a uma fundação típica de pórtico de ancoragem de subestação. A tensão admissível deste caso resultou em valor considerado alto, muito superior à tensão solicitante tomada como exemplo (31kPa). (MILLEO, 2011).

A TABELA 20 apresenta as tensões admissíveis calculadas com os resultados de resistência ao cisalhamento dos aterros em estudo aplicados na fórmula de Terzaghi (Coeficiente de Segurança adotado:  $CS = 3$ ), ensaios de adensamento e provas de carga levados a efeito. Para as provas de carga, as tensões admissíveis foram definidas a partir do critério de ruptura geral, tomando-se a tensão máxima aplicada durante o ensaio e aplicando-se coeficiente de segurança 2. Uma avaliação de tensões admissíveis a partir das curvas tensão x deformação obtidas nas provas de carga, para os 2,54 mm de penetração do êmbolo na amostra compactada no ensaio de CBR foi feita. Observou-se que os valores assim obtidos não se aproximaram das demais avaliações indicando, porém maior proximidade com as tensões de pré-adensamento. Tal fato não foi mais explorado nesse trabalho por aparentemente não apresentar bom indicativo de correlação.

TABELA 20 – VALORES DE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) OBTIDAS.

$\sigma_s$ (kPa)	SE SMC	SE PFL	SE PRU	SE VCA	SE DJP	SE ALT
<i>Terzaghi</i>	925	1373	1279	1577	708	1281
<i>Tensão de pré-adensamento (P.Silva)</i>	390	120	370	300	250	100
<i>Prova de carga</i>	385	385	385	385	385	264
<i>Tensão da prova de carga referente a 2,54mm</i>	793	393	331	179	489	110

FONTE: o autor.

Nota-se que, em termos de capacidade de carga, as tensões admissíveis obtidas pela tradicional formulação de Terzaghi se mostraram menos conservadoras em relação aos resultados obtidos nas provas de carga. Para a tensão solicitante adotada a título de exemplo, o desempenho do aterro atende satisfatoriamente. Nesse caso a limitação deverá ser em função de recalques, o que ocorre com frequência. Quanto aos recalques, o equipamento mais crítico da subestação é a chave seccionadora pantográfica, onde o valor máximo admitido para o equipamento é da ordem de 50 mm. Este número pode variar de acordo com o fabricante.

As provas de carga realizadas indicam que os três aterros compactados de acordo com as especificações (primeira fase) atendem de forma satisfatória a condição de deformação limite. Quanto aos aterros compactados sem tal controle (segunda fase), tensões elevadas provocaram grandes recalques, dois deles com



valores que excedem ao recalque admissível de 50 mm para os projetos de subestações.

## 5.2 QUANTO ÀS POSSÍVEIS CORRELAÇÕES DE CBR COM OUTROS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

De Senço (1997) apresenta algumas correlações entre o parâmetro CBR e parâmetros de projeto de pavimento como índice de grupo (IG), classificação HRB/AASHTO, classificação Unificada e coeficiente de recalque ( $k_2$ ). Segundo este autor, a correlação mais utilizada é a entre o CBR e o coeficiente de recalque. A TABELA 21 apresenta os valores de CBR e coeficiente de recalque ( $k_2$ ) obtidos nas seis provas de carga realizadas. Para a determinação de  $k_2$  neste trabalho, foram consideradas a máxima tensão aplicada e o máximo recalque obtido nas provas de carga realizadas. Um exemplo pode ser conferido no apêndice A deste trabalho. Pode-se observar que, apesar da não coincidência dos pontos levantados neste projeto, há manutenção da tendência já notada por aquele autor, conforme mostra a curva do GRÁFICO 7. Entende-se que esta tendência deva ser no momento um bom indicativo para ainda ser confirmada; maior quantidade de valores poderá, com o tempo e a continuidade deste estudo, melhor defini-la sob o ponto de vista estatístico. Os autores ousam supor que alguns pares adicionais de pontos na curva do GRÁFICO 7, abrangendo uma maior amplitude de Índices de Suporte Califórnia (CBR's), poderiam confirmar a citada tendência. Com o objetivo de verificar a influência do tipo de solo e da umidade girando em torno da umidade ótima nos resultados dos ensaios, em cada correlação apresentada procurou-se agrupar os resultados de acordo com esses critérios. Verificou-se que o coeficiente de correlação aumenta com tratamento de dados. O GRÁFICO 8 mostra que para solos de mesma classificação ABNT o coeficiente de correlação aumentou, porém são poucos pontos para confirmar a observação.

Outras correlações são citadas por De Senço, envolvendo CBR e indicadores geotécnicos tais quais limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP) e índice de grupo (IG), este último valor obtido para o sistema de classificação de solos HRB-AASHTO. Aparentemente não há também boa correlação estatística de

CBR com os mesmos, tendo assim os autores relegado esta tentativa a segundo plano, levando-se ainda em conta as várias condicionantes expressas na literatura consultada para tal (eliminação de solos argilosos, presença de material mais gráudo, etc.). Como exemplo mostra-se nos GRÁFICOS 9, 10 e 11 correlação do CBR médio com o IG. No GRÁFICO 9 pode-se observar um comportamento semelhante da linha de tendência em relação à curva obtida por De Senço, muito embora o coeficiente de correlação seja baixo. Para todas as amostras da pesquisa, recompactadas e indeformadas, a linha de tendência difere completamente em relação à curva de De Senço, ainda que o coeficiente de correlação tenha aumentado conforme mostra o GRÁFICO 10. Agrupando apenas as amostras com a umidade girando em torno da umidade ótima, conforme GRÁFICO 11, percebe-se o aumento do coeficiente de correlação, mas a linha de tendência é inversa a proposta por De Senço.

Já as tentativas de se correlacionar CBR com tensão admissível, considerando-se todas as amostras de solo indeformadas retiradas dos maciços onde foram realizadas as provas de carga, mostraram-se decepcionantes, com baixo coeficiente de correlação, conforme indicado no GRÁFICO 12. Analogamente ao que já foi mencionado, também se observou melhor correlação caso se considerem somente materiais de mesma classificação ABNT. Esta situação demonstrou ser tanto melhor quanto melhor definido for o material quanto a sua classificação e controle de umidade, conforme apresentado nos GRÁFICOS 13 e 14, apesar do reduzido universo de dados então disponível.

O GRÁFICO 15 apresenta valores de CBR e tensão admissível de todas as amostras ensaiadas na pesquisa. Mesmo agrupando os pares de valores segundo o critério de umidade (em torno da umidade ótima) conforme apresenta o GRÁFICO 16, o coeficiente de correlação é baixo. Ao se agrupar os pares de valor segundo o critério de mesma classificação ABNT e umidade, observa-se que o coeficiente de correlação aumenta, conforme mostram os GRÁFICOS 17, 18, 19 e 20.

No caso das areias, os gráficos apresentados referente à correlação de CBR e tensão admissível mostram que não há boa correlação entre os parâmetros. A tendência reversa do GRÁFICO 18 onde a tensão admissível é decrescente com o aumento do CBR apresenta-se inconsistente quando o esperado seria sempre o acréscimo de tensão com o aumento do CBR. Para as argilas, conforme mostram os

GRÁFICOS 19 e 20, observa-se que o agrupamento segundo os critérios mencionados apresenta uma melhora no coeficiente de correlação.

TABELA 21 – VALORES DE CBR e COEFICIENTES DE RECALQUE (k2) DAS SUBESTAÇÕES.

Amostra	SE SMC	SE PFL	SE PRU	SE VCA	SE DJP	SE ALT
CBR médio (%)	17	12	16	21	4	4
k2 - prova de carga (Kgf/cm <sup>2</sup> /cm)	11,46	5,74	4,82	2,65	7,09	1,68

FONTE: o autor.

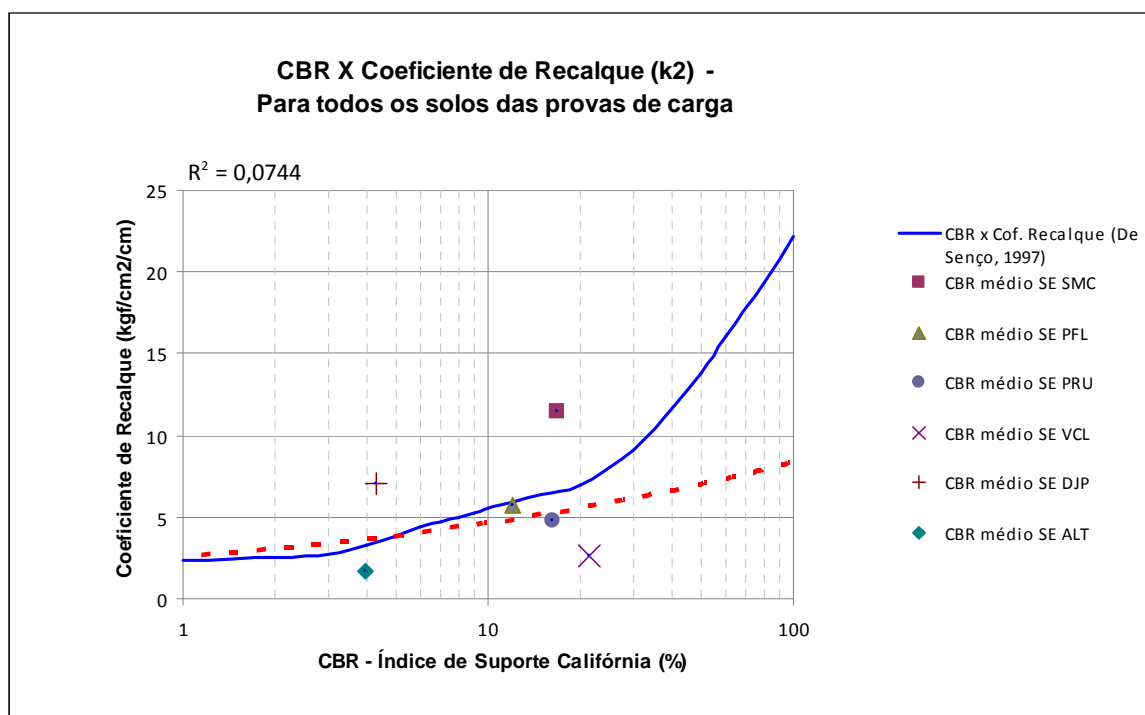


GRÁFICO 7 – CORRELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE RECALQUE (k2) E CBR – PARA TODOS OS SOLOS DAS PROVAS DE CARGA.

FONTE: o autor.

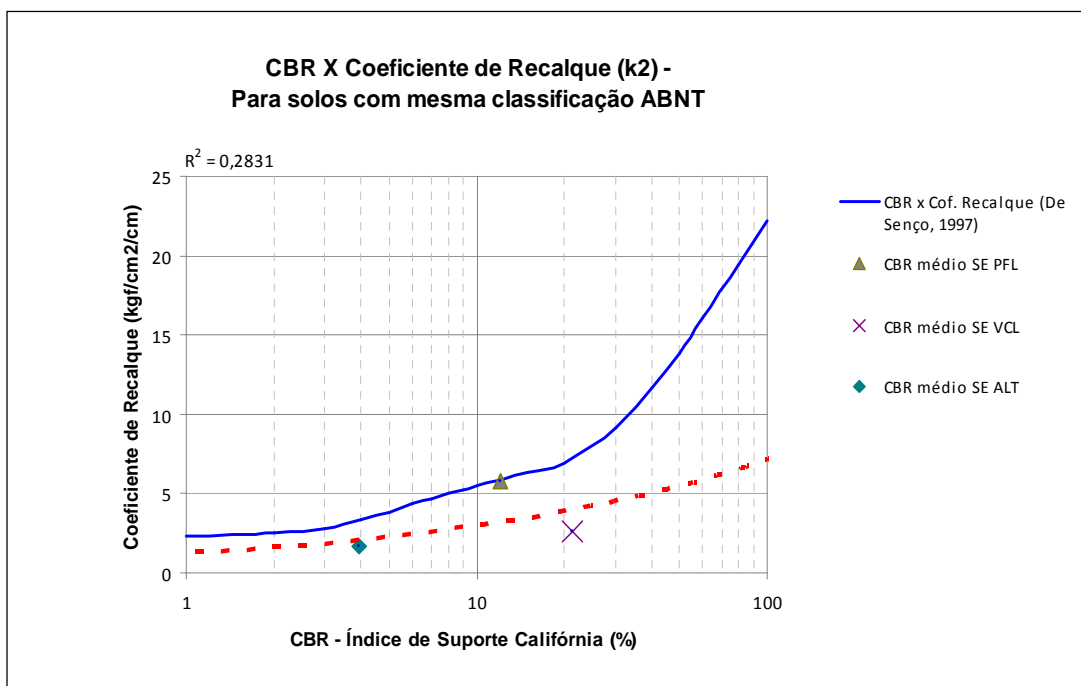


GRÁFICO 8 – CORRELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE RECALQUE (k<sub>2</sub>) E CBR – PARA MESMA CLASSIFICAÇÃO ABNT.

FONTE: o autor.

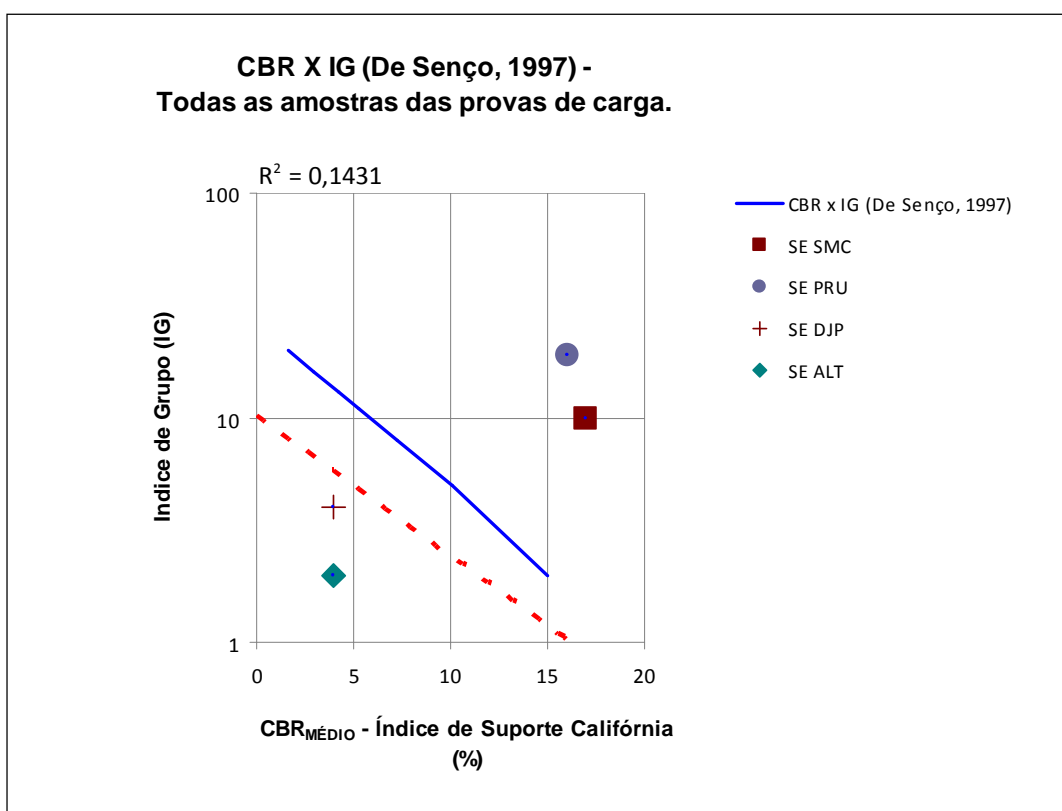


GRÁFICO 9 – CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE GRUPO (IG) E CBR – TODAS AS AMOSTRAS DAS PROVAS DE CARGA.

FONTE: o autor.

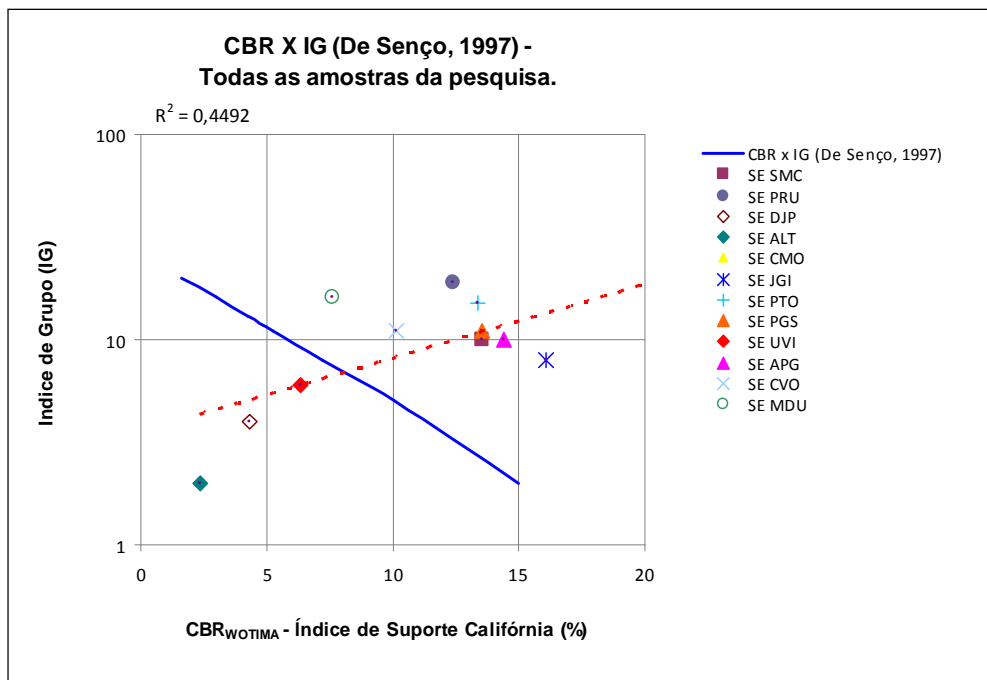


GRÁFICO 10 – CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE GRUPO (IG) E CBR – TODAS AS AMOSTRAS DA PESQUISA.

FONTE: o autor.

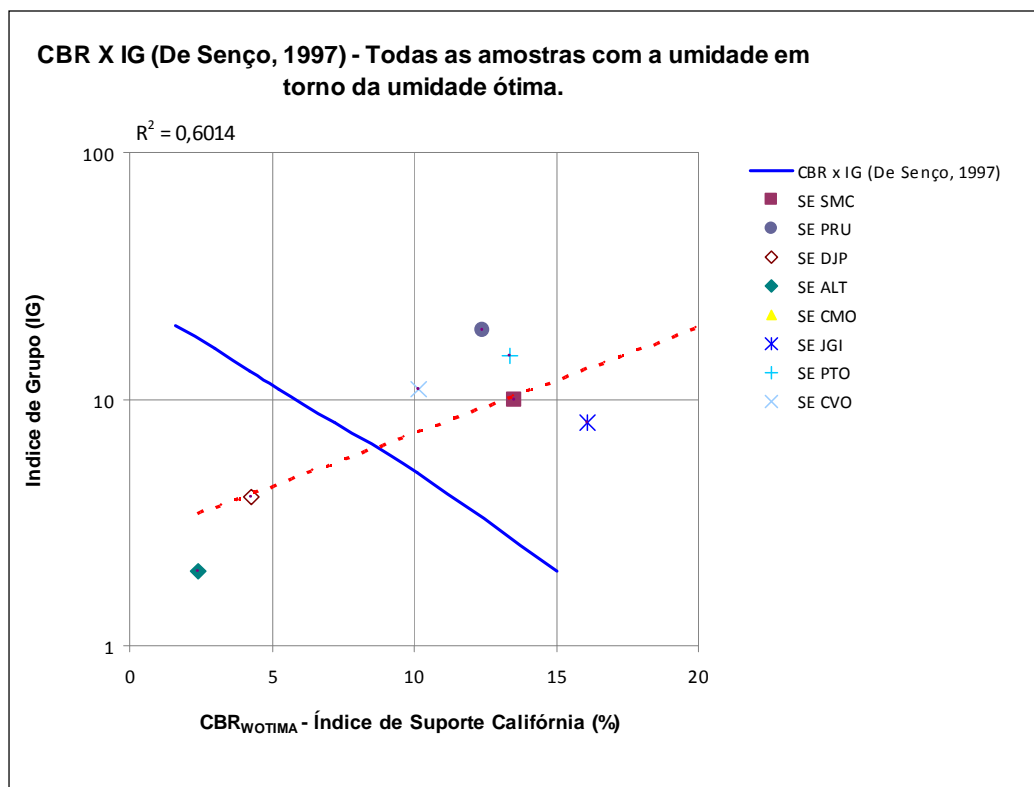


GRÁFICO 11 – CORRELAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE GRUPO (IG) E CBR – TODAS AS AMOSTRAS COM UMIDADE EM TORNO DA UMIDADE ÓTIMA.

FONTE: o autor.

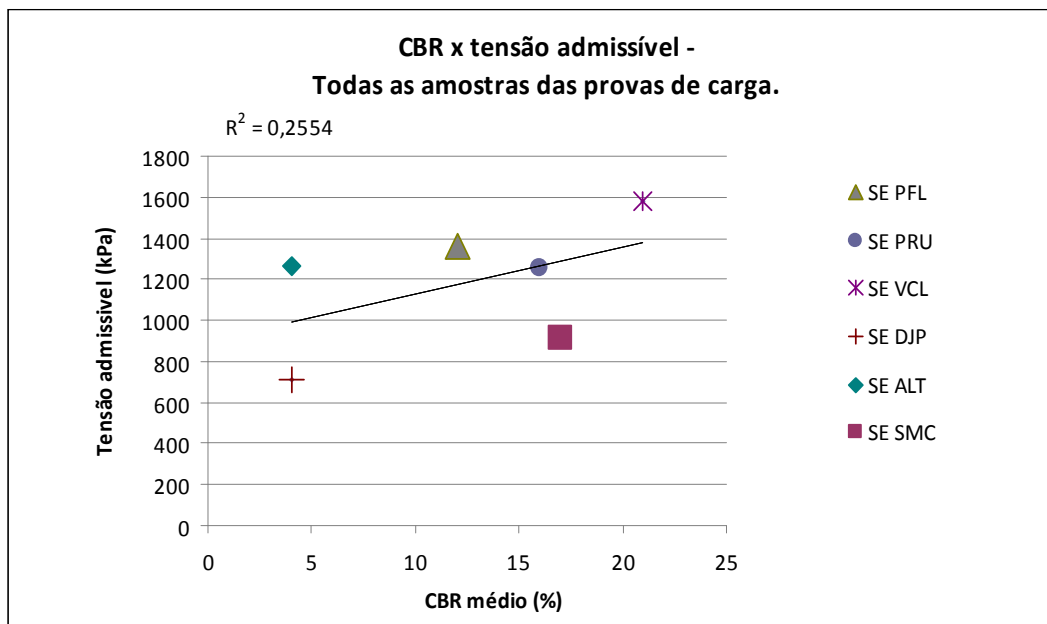


GRÁFICO 12 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AMOSTRAS DAS PROVAS DE CARGA.

FONTE: o autor.

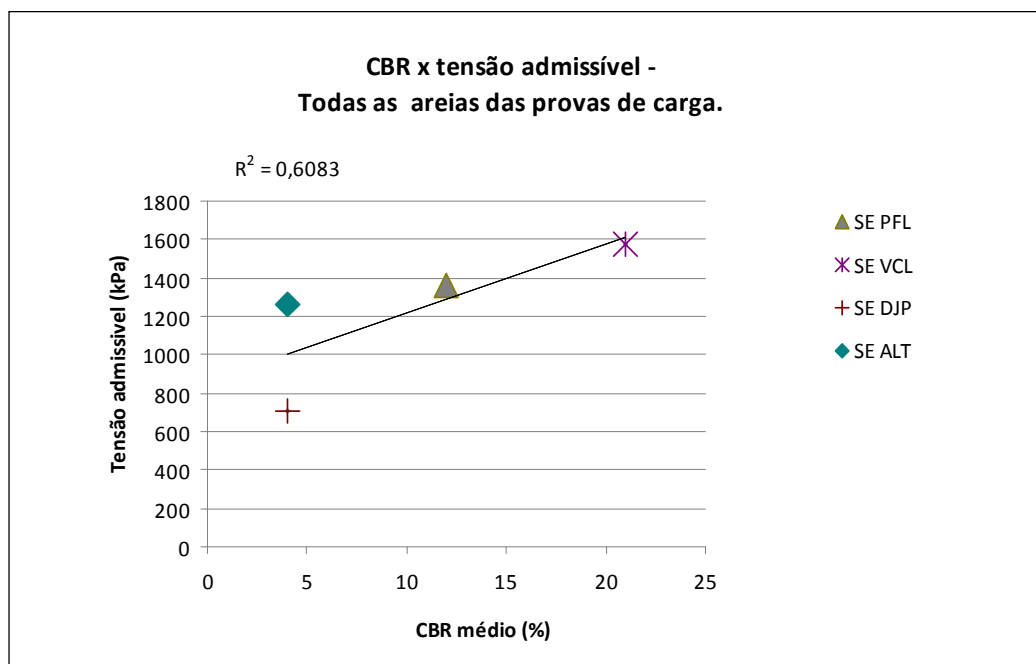


GRÁFICO 13 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AREIAS DAS PROVAS DE CARGA.

FONTE: o autor.

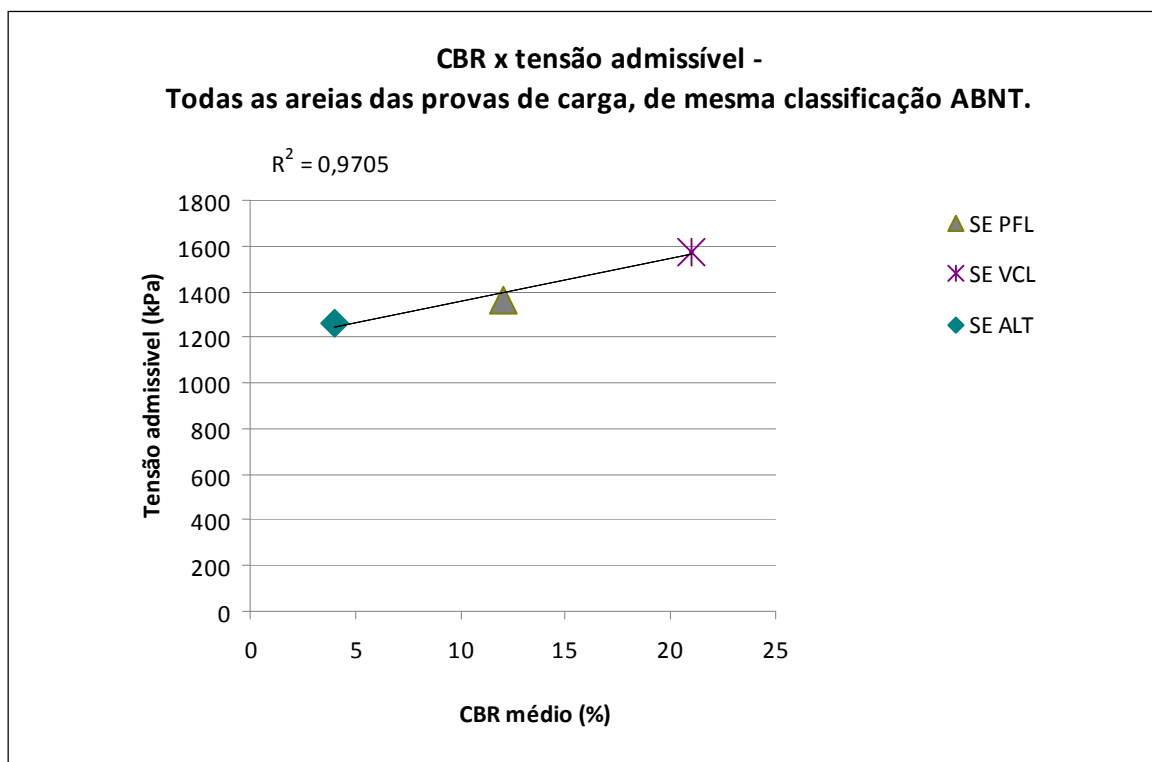


GRÁFICO 14 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AREIAS DAS PROVAS DE CARGA, DE MESMA CLASSIFICAÇÃO ABNT.

FONTE: o autor.

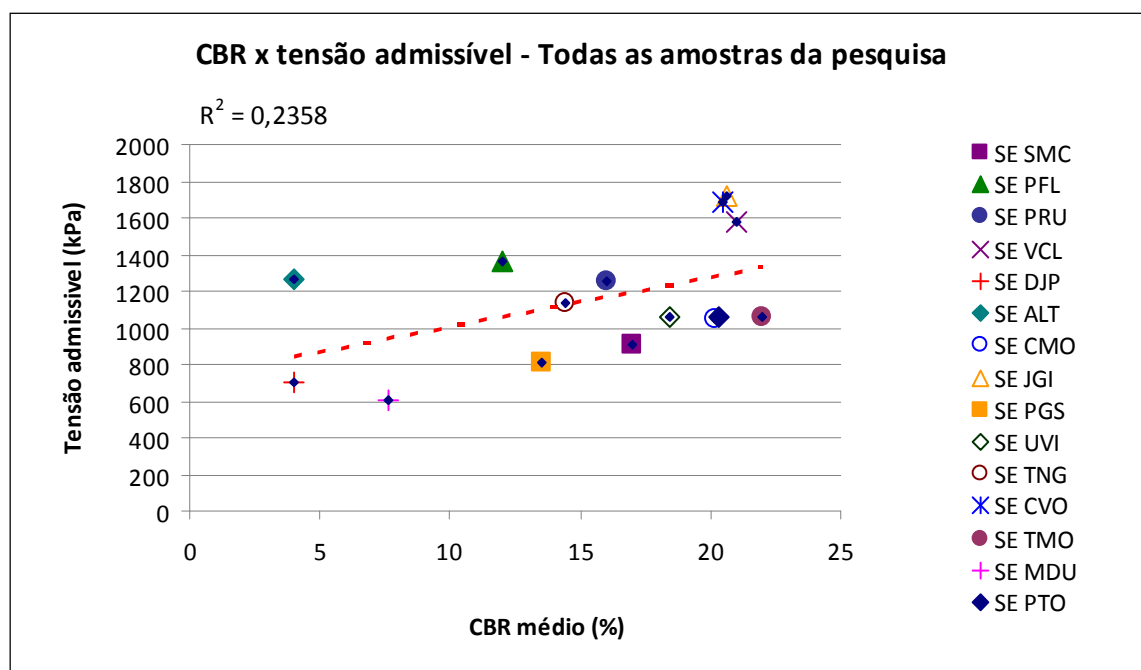


GRÁFICO 15 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AMOSTRAS DA PESQUISA.

FONTE: o autor.

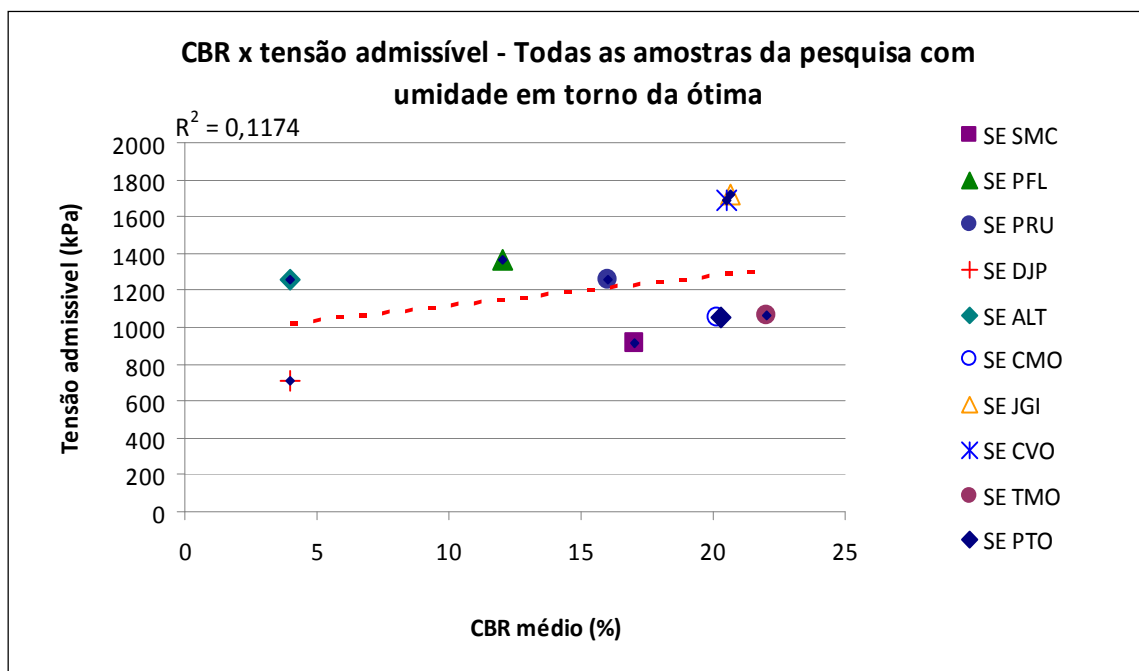


GRÁFICO 16 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AMOSTRAS DA PESQUISA COM UMIDADE EM TORNO DA ÓTIMA.  
FONTE: o autor.

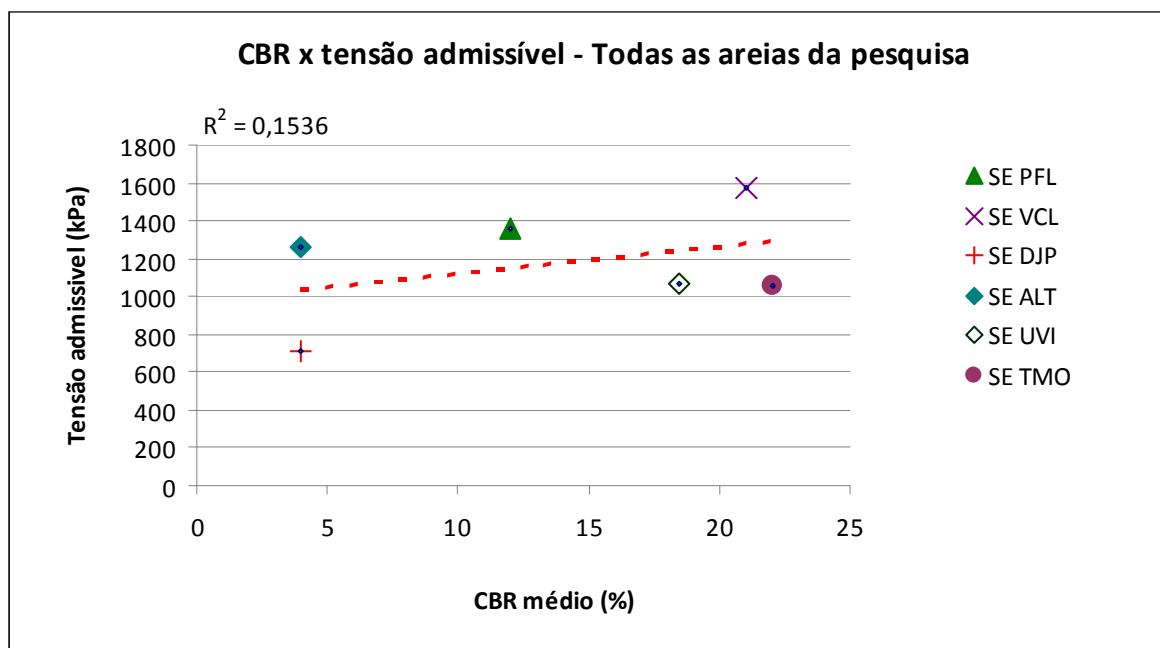


GRÁFICO 17 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AREIAS DA PESQUISA.  
FONTE: o autor.



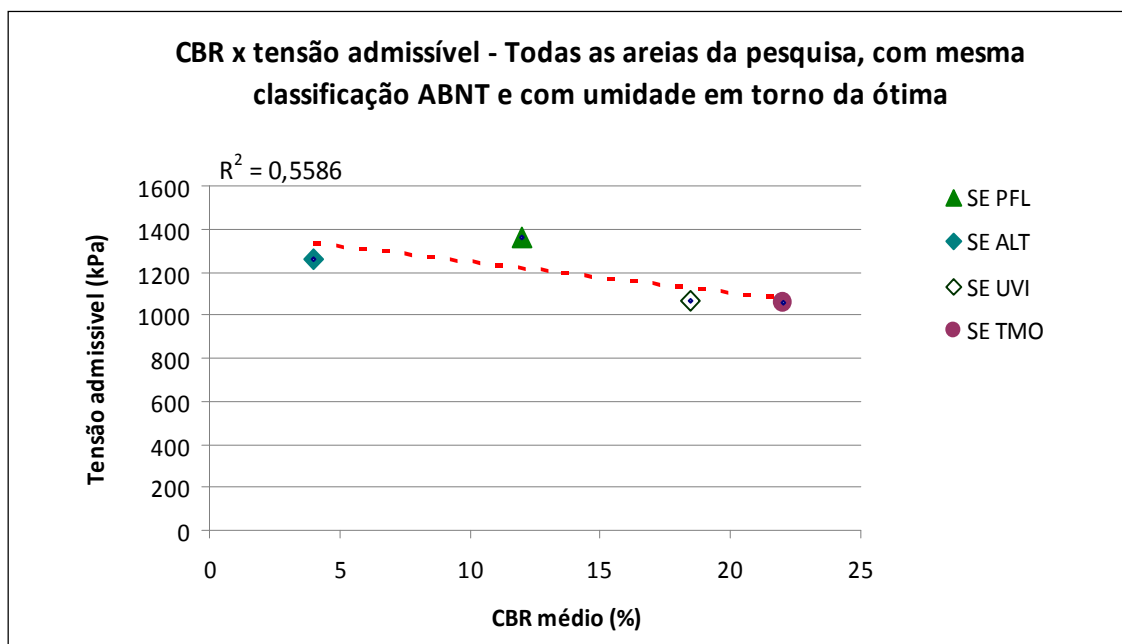


GRÁFICO 18 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS AREIAS DA PESQUISA (RECOMPACTADA E INDEFORMADA).

FONTE: o autor.

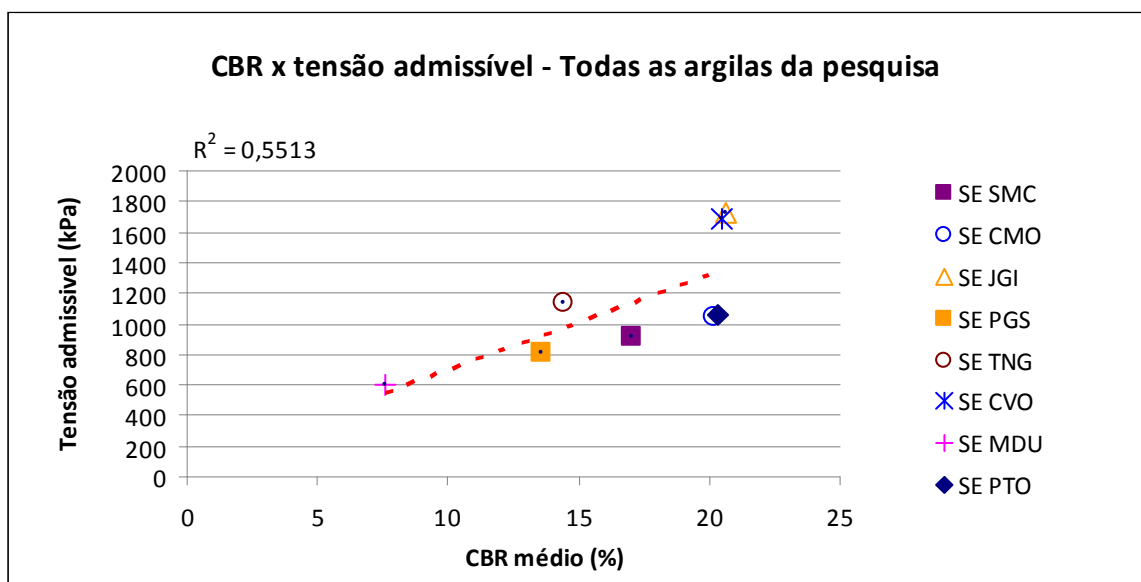


GRÁFICO 19 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS ARGILAS DA PESQUISA.

FONTE: o autor.

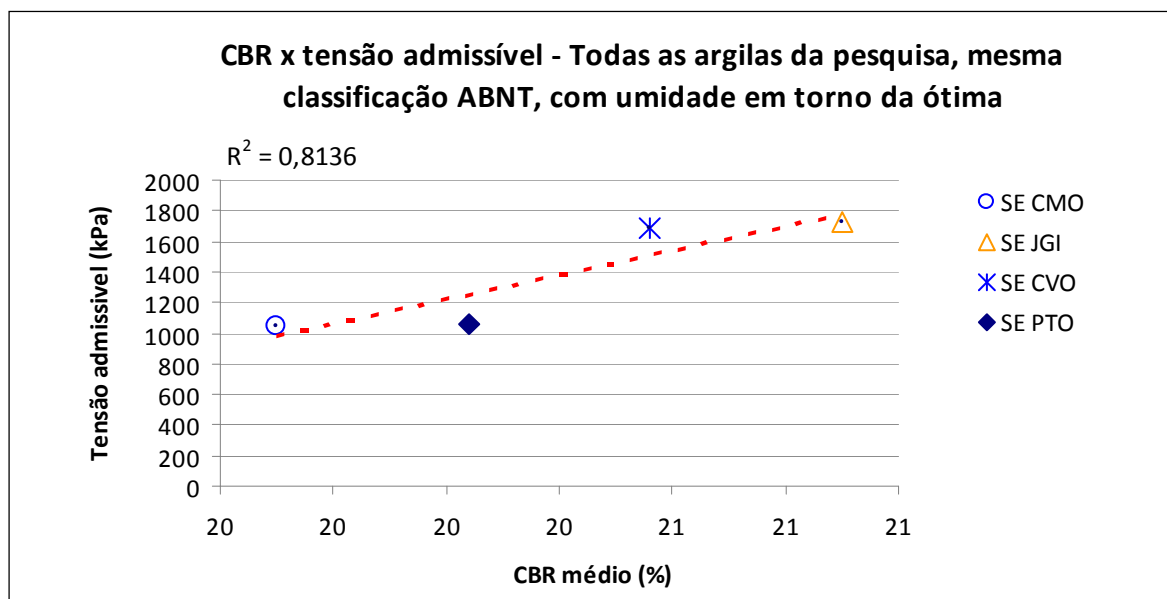


GRÁFICO 20 – CORRELAÇÃO ENTRE TENSÃO ADMISSÍVEL ( $\sigma_s$ ) E O CBR – TODAS AS ARGILAS, DE MESMA CLASSIFICAÇÃO ABNT, DA PESQUISA (RECOMPACTADA E INDEFORMADA).

FONTE: o autor.

### 5.3 ANÁLISE QUANTO ÀS CORRELAÇÕES DE CBR E DEMAIS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ESTUDADOS

A correlação de CBR com outros parâmetros geotécnicos vem sendo desejada e procurada há muito tempo. Apesar de críticas que se fazem ao parâmetro Índice de Suporte Califórnia (CBR) sua utilização em obras de engenharia que envolvem movimentação de terra é universal, portanto justifica tal procura.

Uma tendência surgiu de parâmetro levantado e avaliado neste estudo. Nota-se que a curva apresentada por De Senço, relacionando CBR com o coeficiente de recalque das provas de carga sobre placa, se ajusta aproximadamente aos solos testados. Essa tendência parece clara e indica o caminho a seguir: a execução de provas de carga sobre aterros, em especial para as subestações de energia, pode servir como controle executivo “in situ” e alimentar a citada tendência ocasionalmente a ser comprovada em definitivo (MILLEO, 2012a e MILLEO, 2012b).

É de especial interesse que haja pontos no trecho ascendente da curva de correlação K2 X CBR (GRÁFICO 7), já que dados para maiores valores de suporte

carecem no momento ( $\text{CBR} > 30$ ). Deste modo, previsões de possíveis recalques poderão ser feitas concomitantemente ao já mencionado aperfeiçoamento do controle de qualidade de aterros compactados, considerando-se que as provas de carga sobre placa levam em conta tanto a tensão aplicada quanto às deformações do subsolo.

## 6 ANÁLISE CRÍTICA DOS PARÂMETROS DAS ESPECIFICAÇÕES

### 6.1 CONCLUSÃO QUANTO AOS ENSAIOS DAS ESPECIFICAÇÕES

A TABELA 22 apresenta um resumo dos ensaios solicitados pelas normas ABNT NBR 5681, pela norma DNIT-ES 108/2009, bem como os ensaios atualmente solicitados pela concessionária.

TABELA 22 – RESUMOS DOS ENSAIOS SOLICITADOS PELAS NORMAS ABNT, DNIT E PELA CONCESSIONÁRIA.

Ensaio	ESPECIFICAÇÕES		
	ABNT NBR 5681	DNIT-ES 108/2009	CONCESSIONÁRIA <sup>2</sup>
<b>Teor de umidade</b>	-	X	X
<b>LL</b>	X	-	X
<b>LP</b>	X	-	X
<b>Massa específica</b>	X	X	X
<b>Granulometria<sup>1</sup></b>	X <sup>1</sup>	X	X <sup>2</sup>
<b>Compactação</b>	X	X	X
<b>CBR</b>	-	X	X
Notas:			
1 – A norma pede o ensaio de granulometria por peneiramento apenas.			
2 – A especificação solicita ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação.			

FONTE: o autor.

Observa-se que os ensaios que constam nas especificações da concessionária são mais completos em relação às duas normas consultadas. A norma ABNT não solicita determinação de CBR para as amostras.

Na literatura atual para os solos tropicais, não há correlação usual do CBR com parâmetros de resistência e compressibilidade, razão pela qual o assunto é objeto de estudo deste trabalho. Porém, o parâmetro CBR pode ser um indicativo de

desempenho interessante na análise para qualificação da jazida como material de aterro para compactação.

Sugere-se assim que a sistemática atualmente adotada pela concessionária seja mantida e aperfeiçoada ao longo do tempo.

A caracterização (LL, LP, IP, densidade real e granulometria completa) dá indicativos do tipo e comportamento dos solos, além da classificação pelos vários sistemas usuais. É importante, mas para a utilização pretendida, ou seja, qualificação de jazida para aterro compactado para suportar fundação direta, não é fundamental. Conforme apresentado no capítulo 2 deste trabalho, De Senço (1997) indica algumas correlações entre o CBR e parâmetros de projeto de pavimento como índice de grupo (IG), que é função dos Limites de Atterberg e granulometria. A correlação estatística, no entanto, não se mostra elevada.

Em resumo, os ensaios de compactação, umidade, densidade e CBR são mais específicos para caracterizar o maciço, em especial tendo em vista alguns dos resultados deste trabalho. Reitera-se que a tratativa refere-se apenas a análise de material de empréstimo, pois para o controle in situ de um aterro compactado, conhecer os Limites de Atterberg é também importante.

Quanto à análise de resultados dos ensaios de qualificação de jazidas, os de granulometria e massa específica servem para classificar o material de acordo com a norma ABNT e outros sistemas, bem como caracterizar a jazida quanto à homogeneidade. Dos ensaios de compactação, têm-se os parâmetros para execução do aterro ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ,  $W_{\acute{o}tima}$ ). Os ensaios de teor de umidade servirão para comparar a umidade natural do material em relação à umidade ótima definida para atividades em campo. O ensaio de CBR fornece um indicativo de capacidade de carga. Para fins de controle tecnológico de compactação de aterros em campo, sugere-se trabalhar com a densidade e umidade correspondente ao valor mínimo de CBR especificado (10%).

## 6.2 CONCLUSÃO QUANTO AOS PARÂMETROS DAS ESPECIFICAÇÕES

No que diz respeito à qualidade do aterro compactado, o valor mínimo de CBR 10% estabelecido nas especificações da concessionária, diante dos resultados

das provas de carga executadas, permite concluir que, para os casos estudados, é possível ocasionalmente se trabalhar com valores abaixo do especificado e ainda assim obter capacidade de carga adequada para a utilização do aterro. Sugere-se que esse valor não seja inferior a 6% em atendimento ao que prescrevem as normas do DNIT, porém mantendo-se o valor de 10%, mais conservativo, conforme a concessionária vem utilizando com sucesso.

Quanto ao Grau de Compactação (CG), visando basicamente limitar recalques, a adoção mínima de 98% do Proctor Normal pode ser mantida, trabalhando-se a favor da segurança. Quanto à expansão, O valor especificado pela concessionária, não superior a 1,5% para todo o aterro pode ser mantido. Quanto à umidade, o valor especificado de  $\pm 2\%$  pela concessionária está a favor da segurança e pode ser mantido.

A variabilidade de resultados de densidade seca máxima e umidade ótima das amostras ensaiadas para qualificar uma jazida, em termos práticos, implica numa variação de umidade em campo que por vezes excede o valor especificado nas normas ABNT e DNIT ( $\pm 3\%$ ), bem como as especificações da concessionária ( $\pm 2\%$ ) na hora de executar o aterro. Para se atingir condição adequada do aterro, deve-se manter o grau de compactação especificado e flexibilizar a umidade, aceitando variação pouco superior aos limites especificados.

A TABELA 23 apresenta um resumo dos parâmetros especificados pelas normas ABNT e DNIT em relação aos parâmetros constantes nas especificações da concessionária.

TABELA 23 – RESUMO DOS PARÂMETROS ESPECIFICADOS PELAS NORMAS ABNT E DNIT EM RELAÇÃO AOS PARÂMETROS CONSTANTES NAS ESPECIFICAÇÕES DA CONCESSIONÁRIA.

PARÂMETROS	CAMADA	ESPECIFICAÇÕES		
		ABNT NBR 5681	DNIT-ES 108/2009	CONCESSIONÁRIA
Umidade	Corpo do aterro	$\pm 3\%$	$\pm 3\%$	$\pm 2\%$
	Final			
GC	Corpo do aterro	$> 95\%$	$\geq 100\%$	$98\% \leq GC \leq 100\%$
	Final			
CBR	Corpo do aterro	-	$\geq 2\%$	$\geq 10\%$
	Final		$\geq 6\%$	
Expansão	Corpo do aterro	Não estabelece limite	4%	$\pm 2\%$
	Final		2%	

FONTE: o autor.

Observa-se que a norma ABNT NBR 5681 não faz menção ao parâmetro CBR. A mesma norma não recomenda o uso de solos expansivos, porém não estabelece limites de expansão. A norma do DNIT-ES 108/2009 estabelece diferentes limites para camadas do corpo do aterro e camada final. O Grau de compactação é mais rigoroso em relação ao da concessionária e da norma ABNT e trabalha com duas energias de compactação (normal e intermediária).

As especificações da concessionária são mais conservadoras, porém seus limites são coerentes com as normas consultadas, podendo ser mantidos, segundo a autora, pois têm apresentado bons resultados.

### 6.3 CONCLUSÃO QUANTO AO VOLUME DE AMOSTRAS ENSAIADAS

Quanto ao volume de amostras ensaiadas para a qualificação das jazidas, as quantidades especificadas pela concessionária e prescritas pela norma ABNT NBR 5681 (ABNT, 1980), bem como a norma DNIT-ES 108/2009, são elevadas. Do ponto de vista prático, grande quantidade de ensaios de caracterização (granulometria por peneiramento, LL e LP), não acrescenta muita informação quanto ao provável desempenho do aterro compactado. Dados da compactação (umidade, densidade, CBR e provas de carga sobre placa) são indicativos mais adequados para essa finalidade, qual seja que o aterro seja resistente e sofra pequenas acomodações. A fim de comparar a quantidade de amostras especificada pelas normas ABNT e DNIT, em relação ao que prescrevem as especificações da concessionária, foram tomados alguns volumes de aterros compactados e calcularam-se quantidades de amostras para as três condições. A TABELA 24 apresenta os resultados.

TABELA 24 – QUANTIDADE DE AMOSTRAS ESPECIFICADAS PELAS NORMAS ABNT E DNIT EM RELAÇÃO À PRESCRIÇÃO DAS ESPECIFICAÇÕES DA CONCESSIONÁRIA.

VOLUME DE ATERRO COMPACTADO	QUANTIDADE DE AMOSTRAS <sup>A</sup>		
	ABNT NBR 5681	DNIT-ES 108/2009 <sup>B</sup>	CONCESSIONÁRIA
Até 5000m <sup>3</sup>	45	5 <sup>C</sup> / 25 <sup>D</sup>	40
Do que exceder a 5.000m <sup>3</sup> até 10.000m <sup>3</sup>	91	10 / 60	50
Do que exceder a 10.000m <sup>3</sup> até 20.000m <sup>3</sup>	201	20 / 100	60
Do que exceder a 20.000m <sup>3</sup> (Ex: 35.000m <sup>3</sup> )	341	35 / 175	70
Notas:			
A – Para facilitar análise, foi tomada a título de exemplo, apenas a quantidade de ensaios de compactação.			
B – A norma DNIT-ES 108/2009 utiliza energia normal e energia intermediária nos ensaios de compactação.			
C – Quantidade de ensaios de compactação para as camadas do corpo do aterro (energia normal).			
D – Quantidade de ensaios de compactação para a camada final do corpo do aterro (energia intermediária).			

Observa-se que a quantidade de amostra solicitada pela concessionária é inferior ao que solicitam as duas normas consultadas. Porém, em termos práticos, mesmo em quantidade inferior em relação às normas, quando se trata de uma jazida com material homogêneo, essa quantidade de amostras pode ser reduzida sem comprometer a caracterização do maciço quanto à qualidade do material. Num primeiro momento, para verificar a homogeneidade do material, sugere-se trabalhar com o volume de amostras especificado pelo DNIT para o corpo do aterro. Caso os resultados apresentem heterogeneidade do maciço, o aumento no volume de amostras ensaiadas deve feito. A TABELA 25 apresenta uma sugestão da autora para a quantidade de amostras a ensaiar.

TABELA 25 – SUGESTÃO DE QUANTIDADES DE AMOSTRAS A ENSAIAR EM ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, CBR, GRANULOMETRIA, MASSA ESPECÍFICA E TEOR DE UMIDADE.

VOLUME GEOMÉTRICO DE ATERRO COMPACTADO NA OBRA	UMA AMOSTRA PARA CADA	QUANTIDADE DE ENSAIOS	
		COMPACTAÇÃO E CBR	GRANULOMETRIA, MASSA ESPECÍFICA E TEOR DE UMIDADE
Até 5000m <sup>3</sup>	250m <sup>3</sup>	20	5
Do que exceder a 5.000m <sup>3</sup> até 10.000m <sup>3</sup>	500m <sup>3</sup>	30	8
Do que exceder a 10.000m <sup>3</sup> até 20.000m <sup>3</sup>	1000m <sup>3</sup>	40	10
Do que exceder a 20.000m <sup>3</sup> (Ex: 35.000m <sup>3</sup> )	1500m <sup>3</sup>	50	12

Acredita-se que a quantidade de amostras sugerida contém nível de informação suficiente para qualificar uma jazida. Reitera-se que para maciços que apresentem grande variabilidade quanto à granulometria e massa específica, deve-se reavaliar o número de amostras a ensaiar.

## 7 CONCLUSÃO DA PESQUISA

A idéia de se correlacionar o valor de CBR com características mais direcionadas a projeto de fundações diretas, quais sejam suporte e recalque, vem sendo testada informalmente pela concessionária em aterros de subestações. Com o objetivo de se estudar mais a fundo a questão, desenvolveu-se um projeto para levantamento de dados e análises que pudessem validar o procedimento de controle in situ, baseado nos valores de CBR e teor de umidade. As seis áreas de estudo enfocadas forneceram um razoável universo de dados geotécnicos, aqui resumidos e com algumas correlações mostradas. Aparentemente, mesmo considerando-se que para validação do procedimento maior número de informações será necessário, observou-se uma tendência de correlação entre valor do CBR médio da área testada e o coeficiente de recalque das provas de carga sobre placa executadas no mesmo local. Tal assertiva vem de encontro ao que De Senço publicou, especialmente para solos mais arenosos. Observou-se também que, à medida que se melhor define o material arenoso, o coeficiente de correlação da tensão admissível calculada pelo método de Terzaghi com o valor do CBR melhora sensivelmente, o que aparenta indicar novamente convergência com a correlação anterior.

Tentativas com a utilização de LL, IP e IG mostraram-se ainda menos favoráveis, apesar de referenciadas na bibliografia.

Assim, numa eventual continuidade de estudos como os aqui apresentados, com maior número de pontos e mais tipos de solos, possivelmente se defina uma curva, ou talvez uma faixa de variação de valores, que contemple limites dentro dos quais aterros possam ser controlados e aceitos para adequado apoio de fundação direta, em especial para solos arenosos. O coeficiente de recalque das provas de carga sobre placa mostra-se promissor para esta correlação com o CBR, conforme mostrado, além da tensão admissível obtida pelo método de Terzaghi.

Referente à campanha de ensaios para qualificação de jazidas, é possível reduzir a quantidade de ensaios solicitados. Como os materiais irão sofrer uma série de transformações físicas, antes de constituírem os aterros compactados, não há interesse em se determinar parâmetros de resistência e compressibilidade do maciço do material de empréstimo. Já a umidade natural é importante para que se possam verificar as necessidades de tratamentos, antes da compactação.



Quanto aos limites de Atterberg, sugere-se como mínimo três amostras bem distribuídas na área de estudo. Certamente, caso a heterogeneidade de resultados impere, haverá necessidade de maior quantidade de ensaios, o que poderá ser julgado a posteriori e merecer aprofundamento dos levantamentos iniciais. Para os ensaios de granulometria, a orientação é manter o que a especificação atual apresenta, pois estes ensaios subsidiarão a análise do maciço quanto à homogeneidade do solo.

Em resumo, para qualificação do maciço, os ensaios de compactação, umidade, densidade e CBR são mais específicos para caracterizá-lo, em especial tendo em vista alguns dos resultados deste trabalho. Reitera-se que a tratativa refere-se apenas para análise de material de empréstimo, pois para o controle in situ, de um aterro compactado, conhecer os Limites de Atterberg é também importante.

Referente ao controle de compactação, sempre que possível, a qualidade dos aterros compactados também pode ser verificada através de prova de carga sobre placa, utilizando procedimentos com placa de 30 centímetros conforme norma alemã (DIN 18134, 2001). Sugere-se esta sistemática devido a maior facilidade de aplicação da carga reativa necessária, se comparada com a prova de carga sobre placa da norma brasileira (ABNT, 1984e) onde a placa utilizada é de 80 cm de diâmetro, sendo que a da norma alemã tem somente 30 cm de diâmetro. Saliente-se que o bulbo de pressões associado a cada uma dessas duas placas é diferente em alcance, assim cuidado deve ser tomado quando da interpretação dos resultados (a influência básica do carregamento envolve aproximadamente 1,5 vezes o diâmetro da placa).

## **8 SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS**

Sugere-se como continuidade da pesquisa, a realização de mais algumas provas de carga em aterros compactados com as especificações vigentes. Há especial interesse em se testar solos mais resistentes, ou seja, com valor de CBR acima de 30%, com provas de carga análoga às realizadas até aqui. Para execução

de prova de carga em brita (valor de CBR ~ 100%) o esquema de reação necessitará de sistema de tirantes, pois os níveis de tensão são muito maiores.

## 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986a.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 6457: Solo – Teor de umidade. Rio de Janeiro, 1986b.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 9604: Solo – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986c.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 6508: Solo - Determinação da Massa Específica de Grãos Menores que 4,8mm. Rio de Janeiro, 1984a.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação. Rio de Janeiro, 1984b.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 7180: Solo – Limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984c.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 6459: Solo – Limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984d.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 6489: Solo – Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984e.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 6457: Solo – Teor de umidade. Rio de Janeiro, 1986b.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 7183: Solo – Determinação do limite e relação de contração do solo. Rio de Janeiro, 1982.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 7250: Solo – Identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagem de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 12007: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 6502: Solo – Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 8036: Solo – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 6122: Solo – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. ABNT NBR 5681: Solo – Controle tecnológico da execução de aterros em obras de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, Pa., v.04.08.1991.

ALMEIDA, G. C. P. de. *Caracterização Física e Classificação dos Solos*. Departamento de Transportes da Universidade Federal de Juiz de Fora. 2005.

BRITISH STANDARD METHODS OF TEST FOR SOILS FOR CIVIL ENGINEERING PURPOSES. BS 1377 – Part 7: Shear strength tests (total stress), 2001.

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*. v.2. p 165. ed. 5. Rio de Janeiro, 1978.

Companhia Paranaense de Energia Elétrica. COPEL 00000-27300-0012: *Instrução técnica para elaboração de memórias de cálculo em projetos civis de empreendimentos de transmissão*. Paraná, 2001.

Companhia Paranaense de Energia Elétrica. COPEL 00000-27300-0025: *Especificação técnica de serviços para obras civis de subestações*. Paraná, 2006.

DAS, B. M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Tradução da 6ª edição norte-americana. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DAVISSON, M. T. High Capacity Piles. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction. 81-112. ASCE. Illinois Section. Chicago. 1972.

DE SENÇO, Wl. *Manual de Técnicas de Pavimentação*. Volume I. Ed. Pini Ltda., São Paulo, Cap. 2. 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. DNIT 88/1994 – ME: Método de Ensaio. Determinação da umidade pelo método expedito do álcool. Rio de Janeiro. IPR, 1994.

\_\_\_\_\_. DNIT 213/1994 – ME: Método de Ensaio. Determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro. IPR, 1994.

\_\_\_\_\_. DNIT 138/2010 – ES: Especificação de Serviço. Pavimentação - Reforço do subleito. Rio de Janeiro. IPR, 2010.

\_\_\_\_\_. DNIT 108/2009 – ES: Especificação de Serviço. Terraplenagem - Aterros. Rio de Janeiro. IPR, 2009.

\_\_\_\_\_. DNIT 129/1994 – ME: Método de Ensaio. Compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro. IPR, 1994.

\_\_\_\_\_. DNIT 49/1994 – ME: Método de Ensaio. Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro. IPR, 1994.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG EV. DIN 18134: Determining the deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test. Berlin, 2001.

FABRICIO, M. M.; ROSSIGNOLO, J. A. Fundações. Tecnologia das Construções II. Disponível em: < [http://www.profwillian.com/sistemas/Apostila\\_Fundacoes.pdf](http://www.profwillian.com/sistemas/Apostila_Fundacoes.pdf)>. Acesso em: 13 outubro de 2012.

GAIOTO, N. *Introdução ao Projeto de Barragens de Terra e Enrocamento*. Ed. EESC-USP.2003.

GIL, A. C.. *Como Elaborar Projetos de Pesquisa*. 3ª. Edição. Editora Atlas S.A. 1996.

SOUZA JR., J. D. de. *O Efeito da Energia de Compactação em Propriedades dos Solos Utilizados na Pavimentação do Estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará. 2005.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R.V. *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons. New York. 1969

LIMA, L. C. *O Ensaio DCP Aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias Executadas com Solos Lateríticos de Textura Fina*. Tese de Doutorado do Instituto Tecnológico de Aeronáutica. 2000.

PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. 2ª edição. São Paulo, 2006.

PROCTOR, R. R. (1933) *Fundamental Principles of Soil Compaction*. Engineering News Record. Republicado em *A History of Progress*, Geotechnical Special Publication no 118, Vol. 1. ASCE. Virginia. 2002.

*Manual básico para compactação de solos \_ Multiquip do Brasil*. Disponível em <<http://www.multiquip.com.br/imagens/catalogo>>. Curitiba, Paraná, Brasil. Acessado em 28 de março de 2012.

MILLÉO, I. A. de F.; NASCIMENTO, N. A. *Análise preliminar de desempenho de aterros compactados de subestações de energia*. In: Encontro tecnológico de Engenharia Civil e Arquitetura – ENTECA, 2011, Maringá.

MILLÉO, I. A. de F.; NASCIMENTO, N. A. *Análise preliminar do desempenho de aterros compactados para subestações de energia utilizando o CBR*. In: VIII GEOSUL, 2012a, Porto Alegre.

MILLÉO, I. A. de F.; NASCIMENTO, N. A. *Subestações de Energia: Desempenho de aterros compactados*. Revista técnico-científica da área de energia. Espaço Energia, v. 16, p 20-28, abr, 2012b.

MORAES, L. S. de. *Prova de Carga Dinâmica em Placa*. Dissertação de Mestrado da Universidade de São Paulo. 2005.

SALAMUNI, E.; SALAMUNI, R. Contexto geológico da formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba. In: Mesa Redonda Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba, Curitiba, ABMS/UFPR, P.7-15, 1999.

SKEMPTON, A. W. *The Colloidal Activity of Clays*. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, Proceedings, Zurich, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, V. 1:57-61. Zurich. 1953.

SOARES, J.M.D.; TAVARES, I. S.; PINHEIRO, R. J. B. *Mecânica dos Solos*. Universidade Federal de Santa Maria. RS. 2006. Notas de aula.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.; SAES, J.L.; FROTA, R.; CARVALHO, C.; NIYAMA, S. eds. *Fundações Teoria e Prática*. 2ed., Cap. 7, 227-264. PINI. São Paulo. 1998.

TERZAGHI, K. *Theoretical soils mechanics*. John Wiley & Sons. New York. 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia*. Traduzido por Antônio J. da Costa Nunes e Maria de Lourdes C. Campello. Editora: Ao Livro Técnico S.A. Rio de Janeiro. 1962.

TSUHA, C. de H. C. *Utilização de Penetrômetro Manual em Solo Colapsível e Comparação com Resultados de Provas de Carga em Placa e em Sapata*. Dissertação de Mestrado da Universidade de São Paulo. 2003.

VAN DEER VEEN, C. The Bearing Capacity os Pile. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. V.2:84-90. Zurich. 1953.

## **APÊNDICES**



## APENDICE A – DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE RECALQUE (K2)

No dimensionamento da espessura de pavimentos rígidos admite-se que a pressão exercida em qualquer ponto da fundação seja diretamente proporcional à deflexão da placa naquele ponto. À constante de proporcionalidade chama-se coeficiente de recalque, ou módulo de reação, simbolizada por De Senço por  $k_2$ . Neste trabalho, o cálculo de coeficiente de recalque ( $k_2$ ) foi obtido conforme a equação 20:

$$k_2 = \sigma / \rho \quad (20)$$

## APENDICE B – GRÁFICOS DA PESQUISA

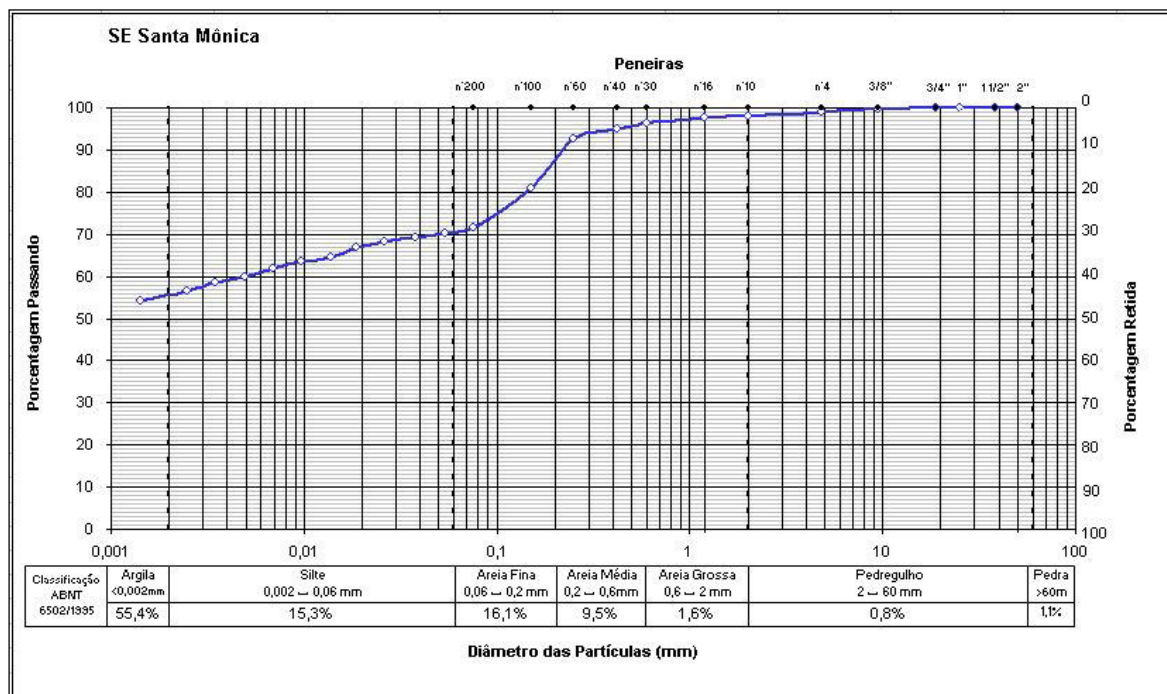


GRÁFICO 21 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE SANTA MÔNICA.

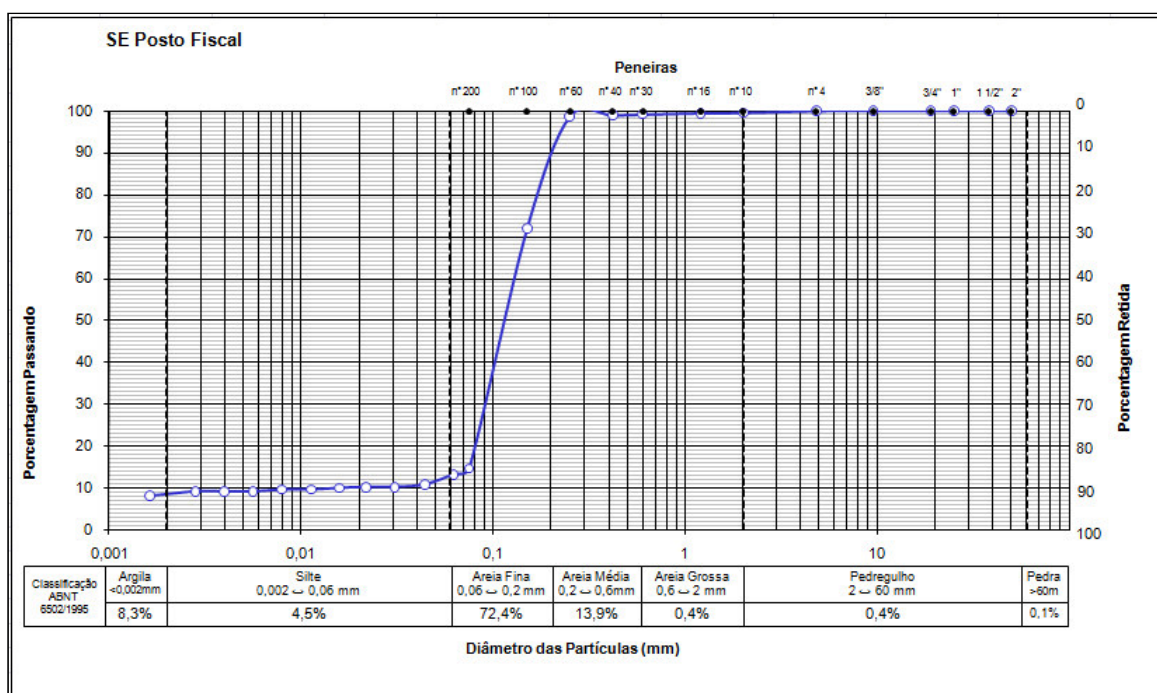


GRÁFICO 22 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE POSTO FISCAL.

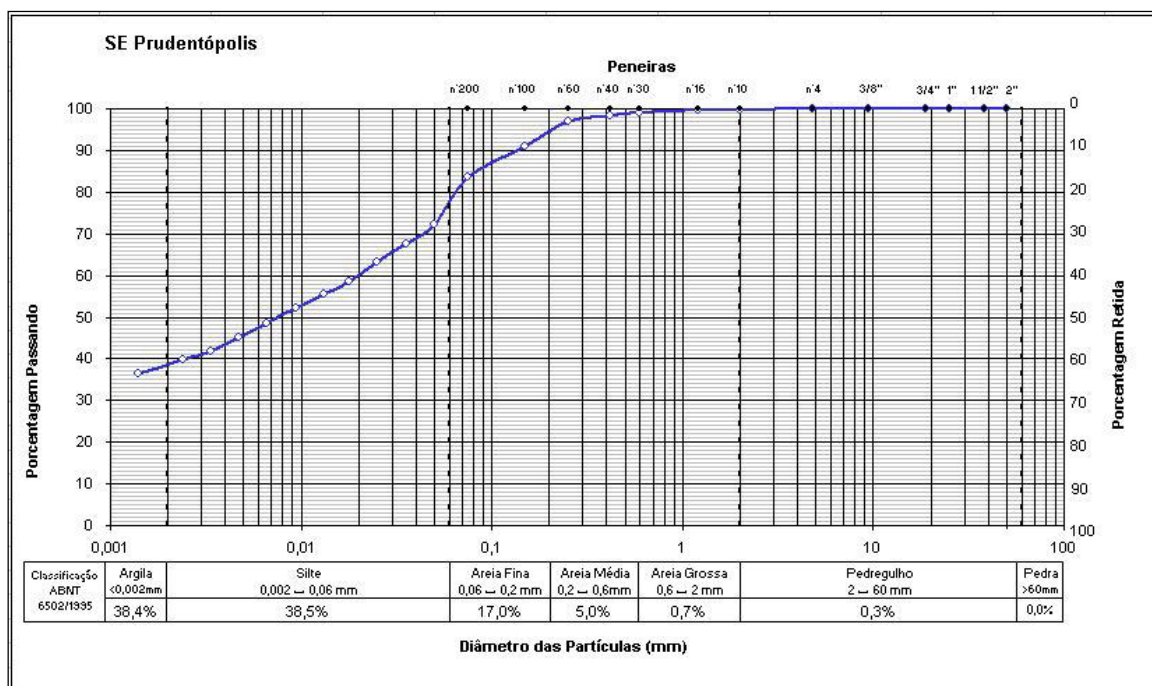


GRÁFICO 23 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE PRUDENTÓPOLIS.

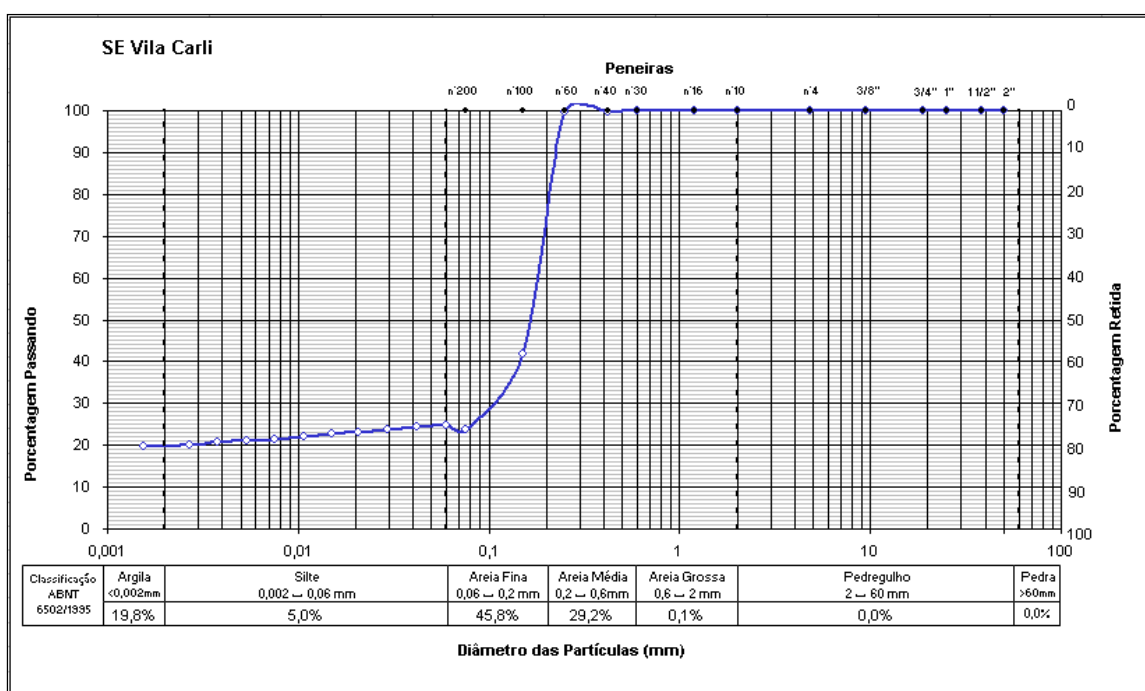


GRÁFICO 24 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE VILA CARLI.

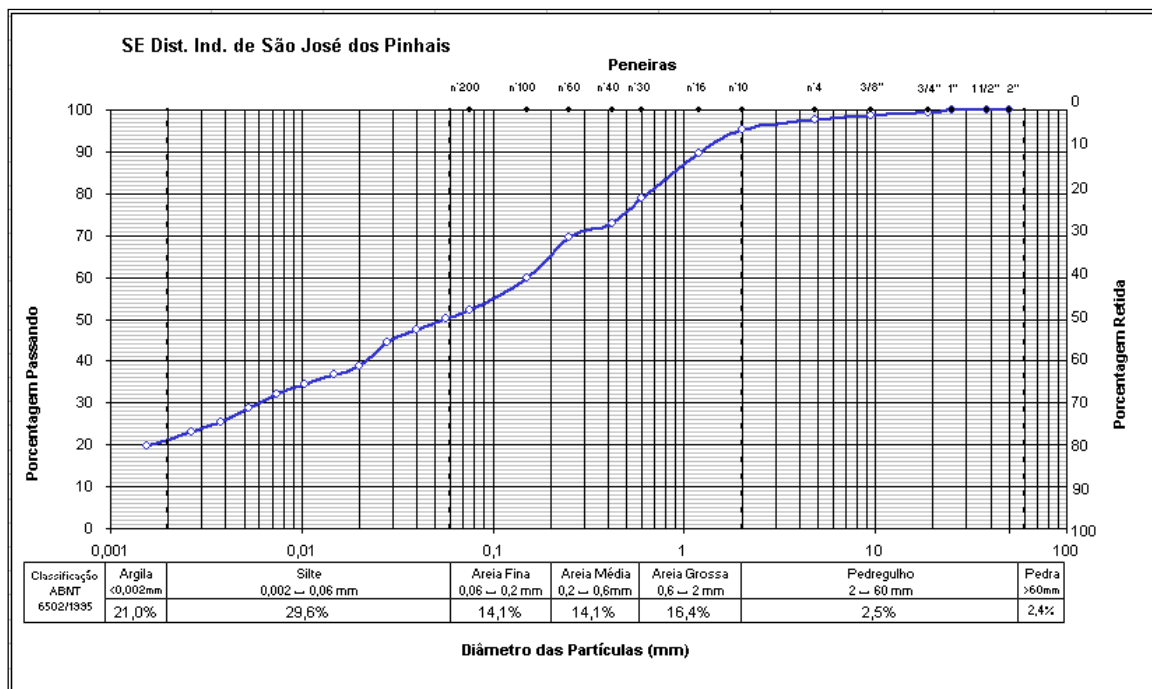


GRÁFICO 25 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS.

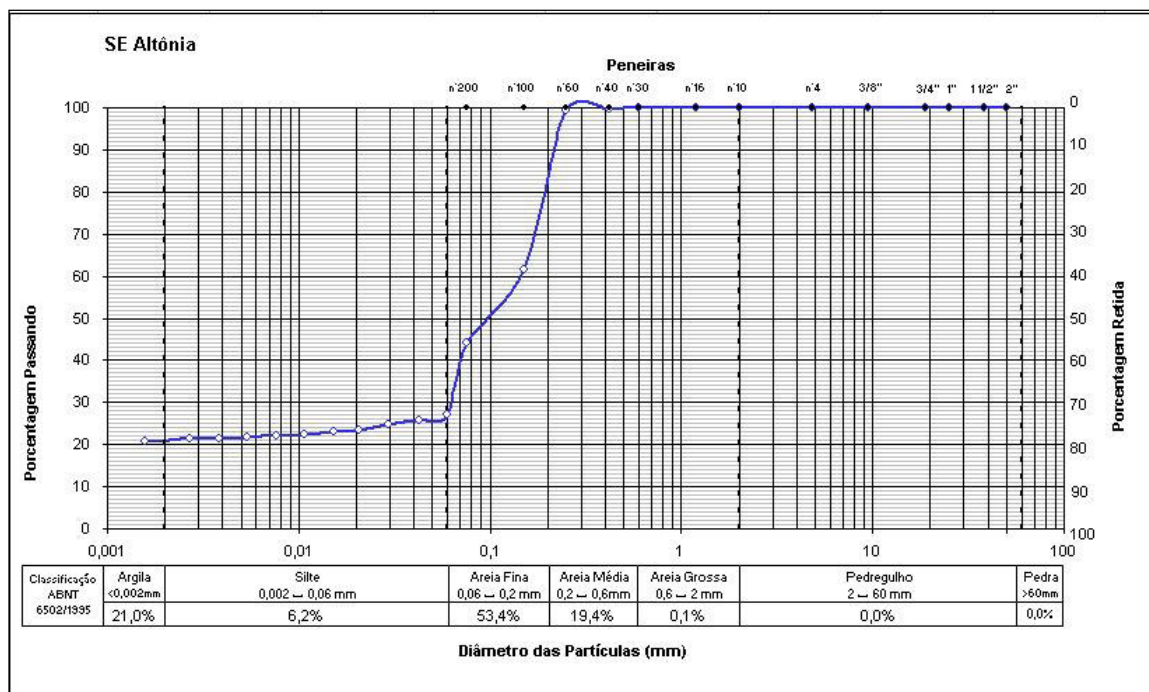


GRÁFICO 26 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE ALTÔNIA.

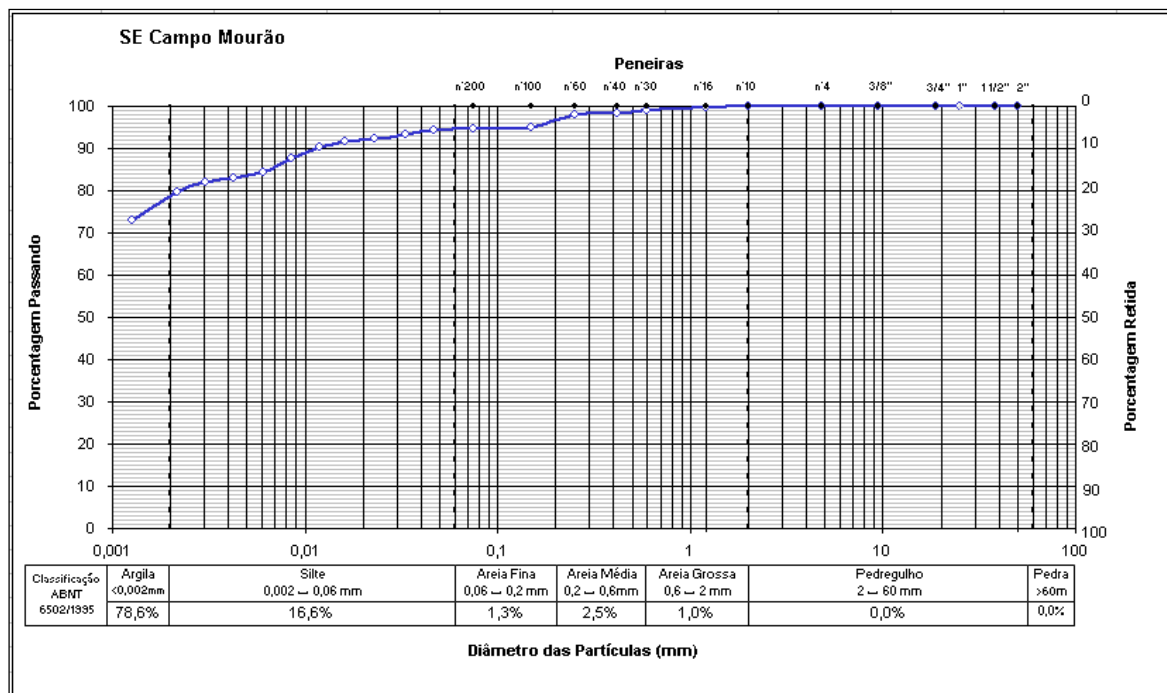


GRÁFICO 27 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE CAMPO MOURÃO.

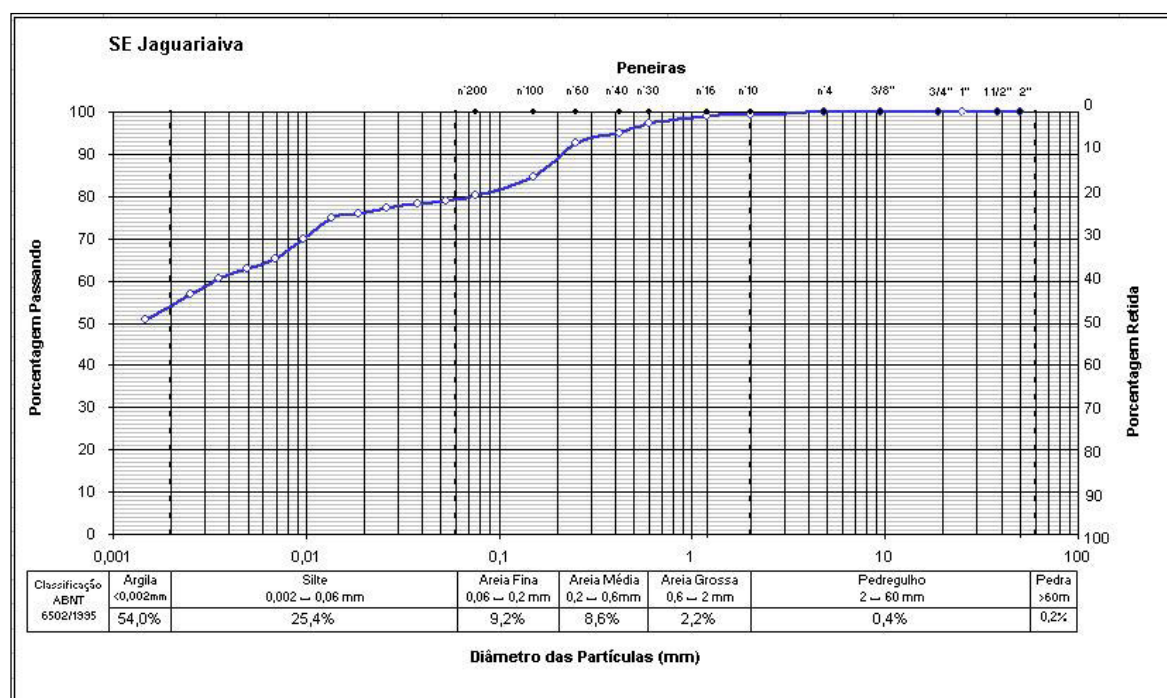


GRÁFICO 28 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE JAGUARIAÍVA.



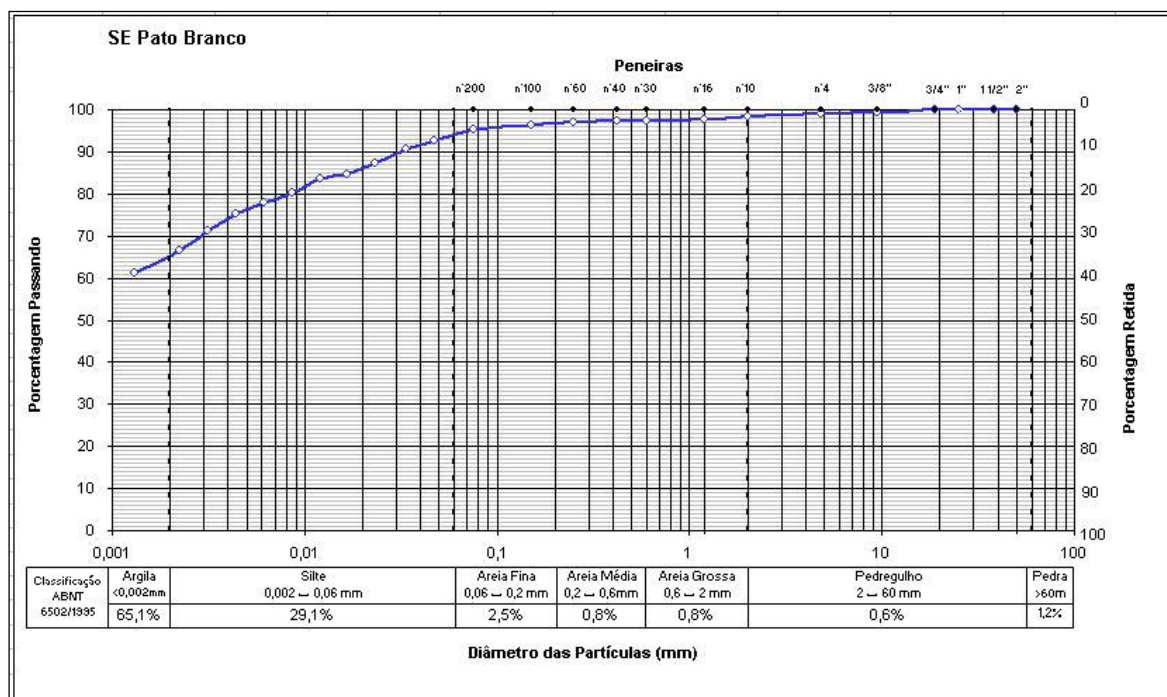


GRÁFICO 29 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE PATO BRANCO.

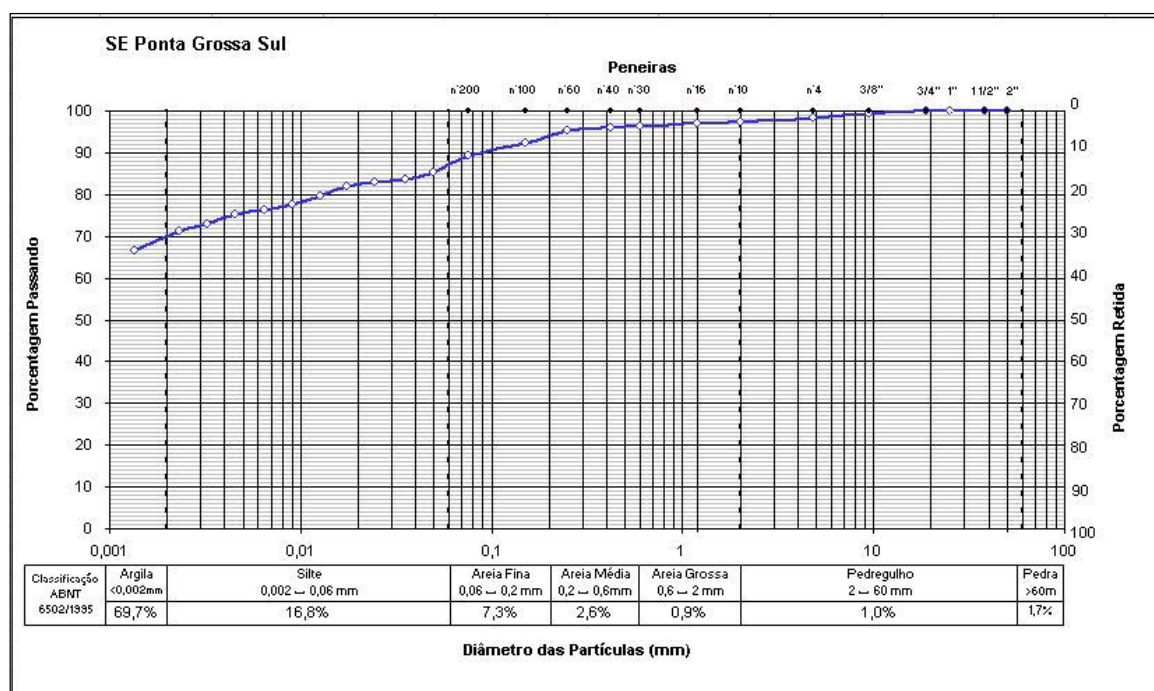


GRÁFICO 30 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE PONTA GROSSA SUL.

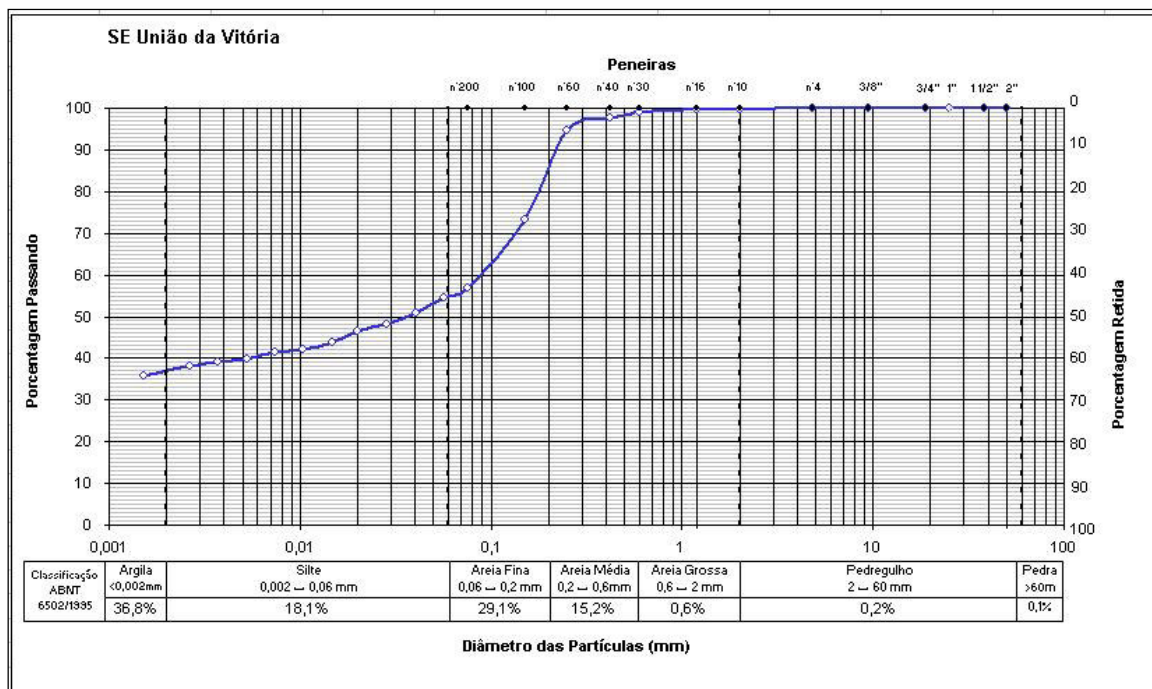


GRÁFICO 31 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE UNIÃO DA VITÓRIA.

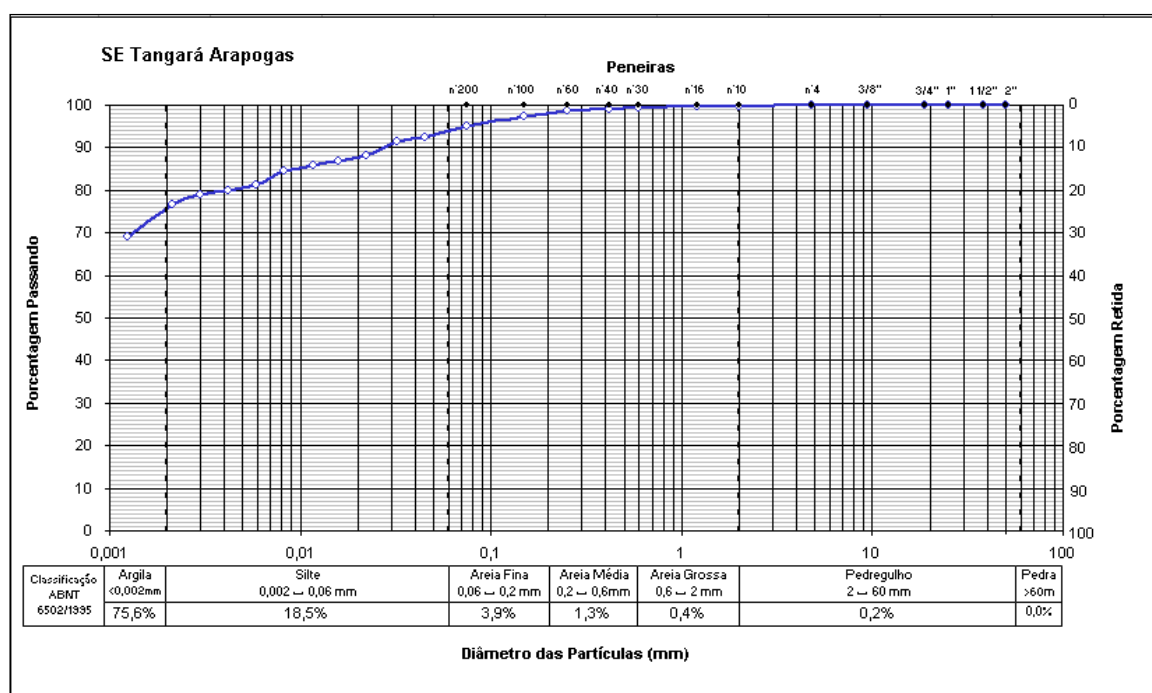


GRÁFICO 32 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA – SE TANGARÁ ARAPONGAS.

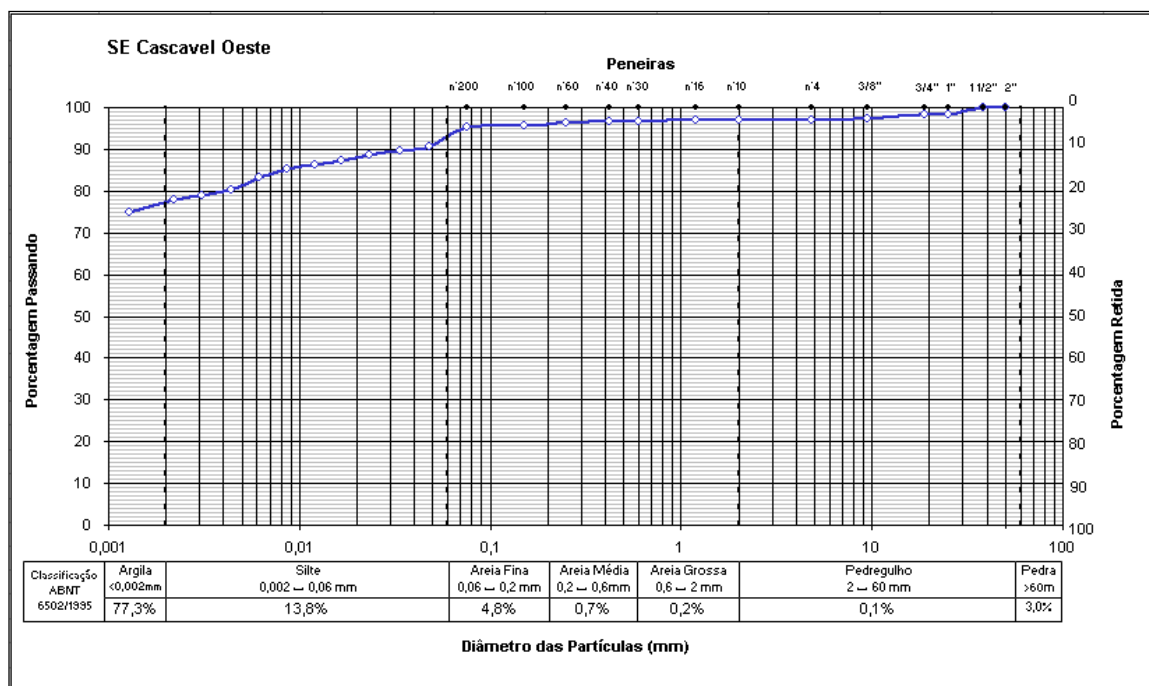


GRÁFICO 33 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE CASCAVEL OESTE.

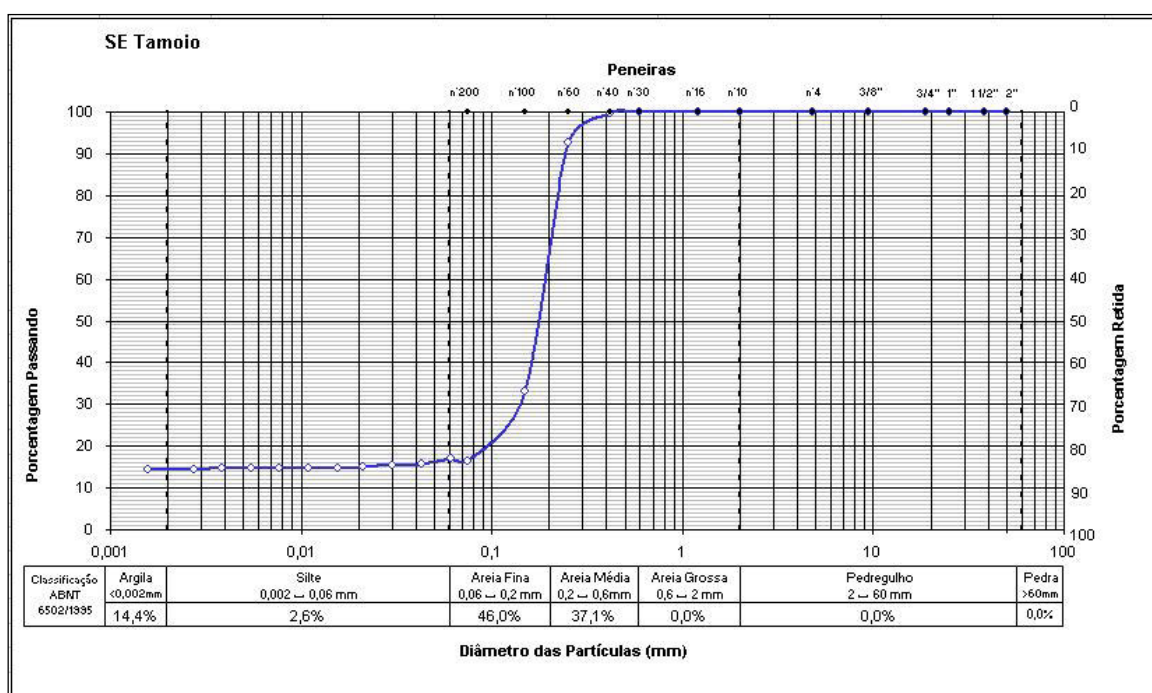


GRÁFICO 34 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE TAMOIO.



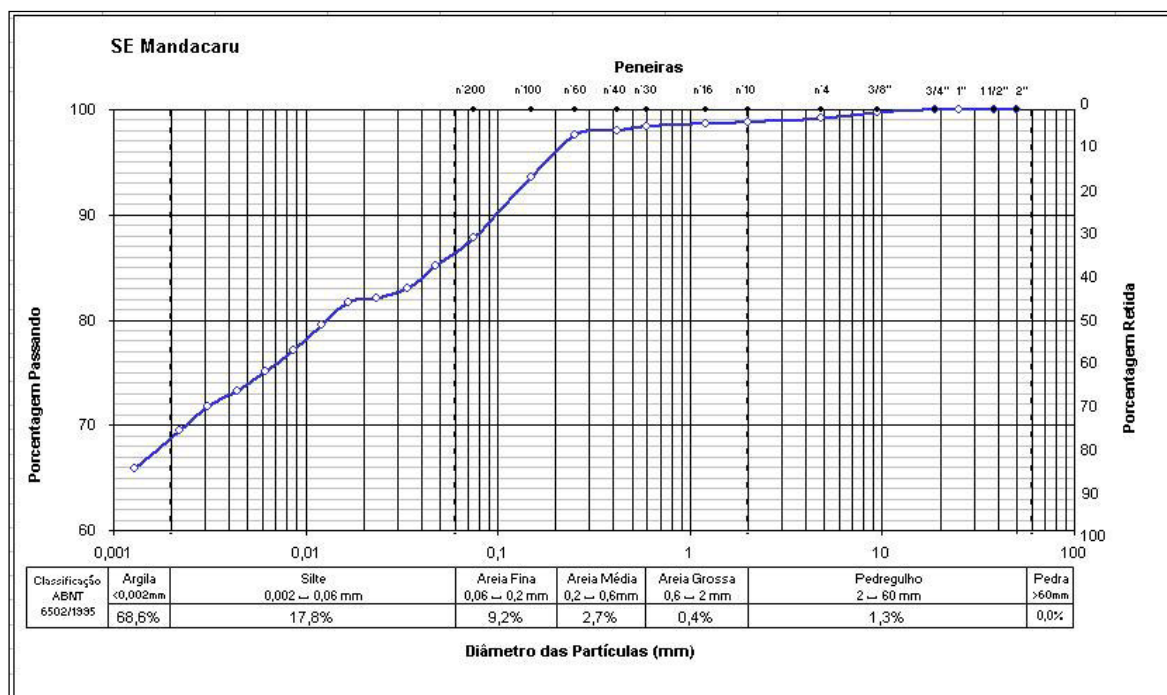


GRÁFICO 35 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA - SE MANDACARU.

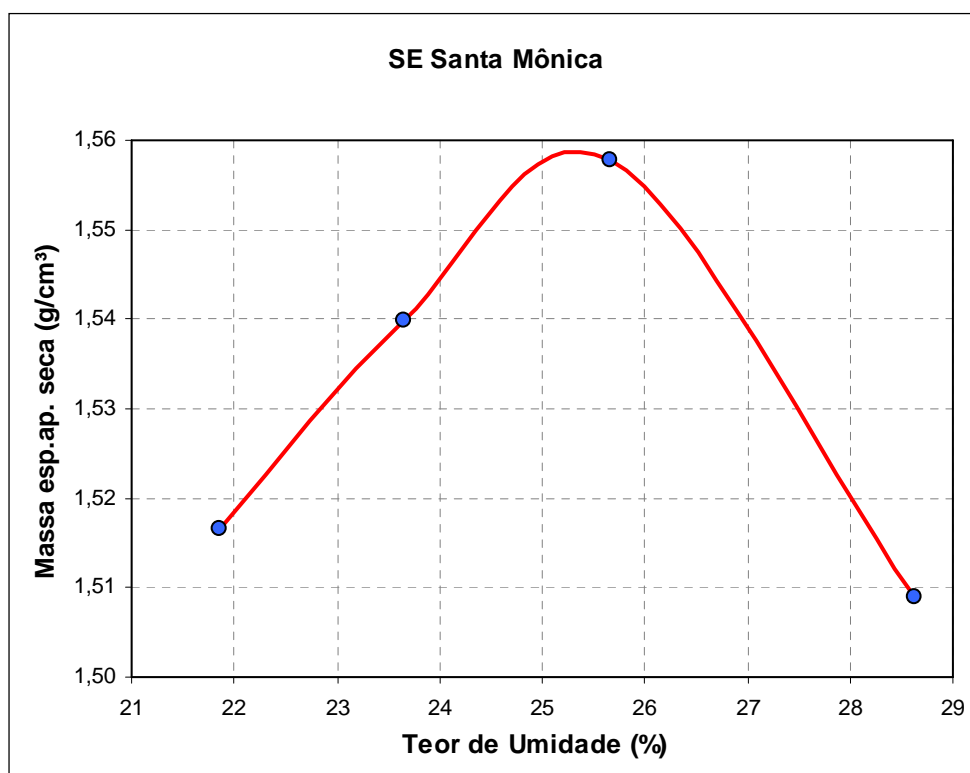


GRÁFICO 36 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE SANTA MÔNICA.

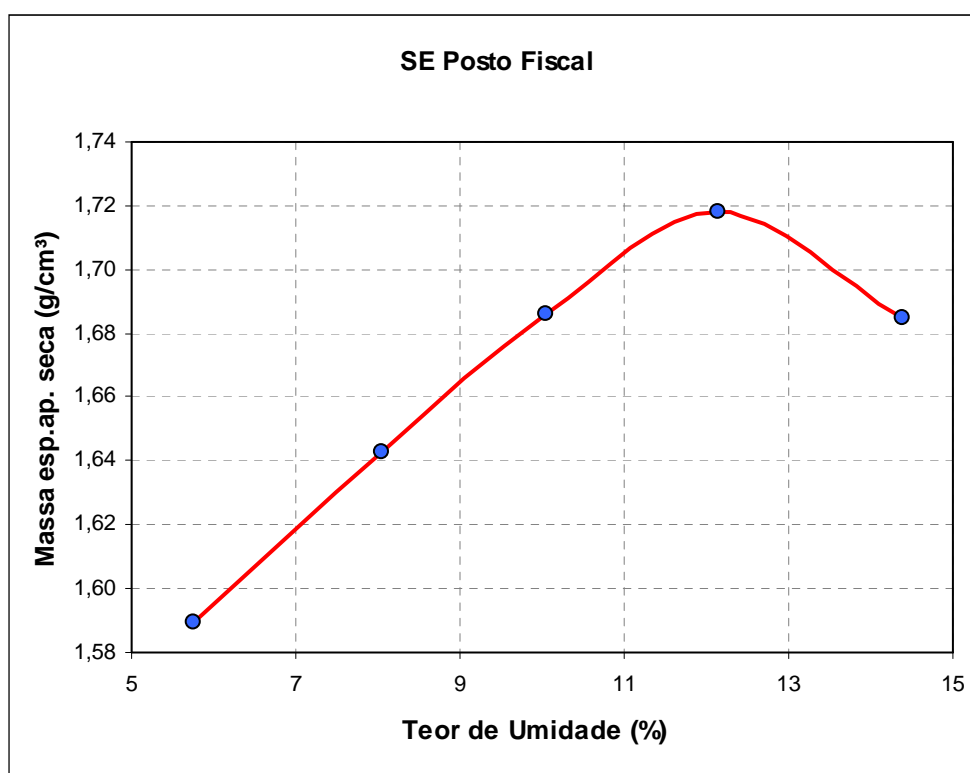


GRÁFICO 37 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE POSTO FISCAL.

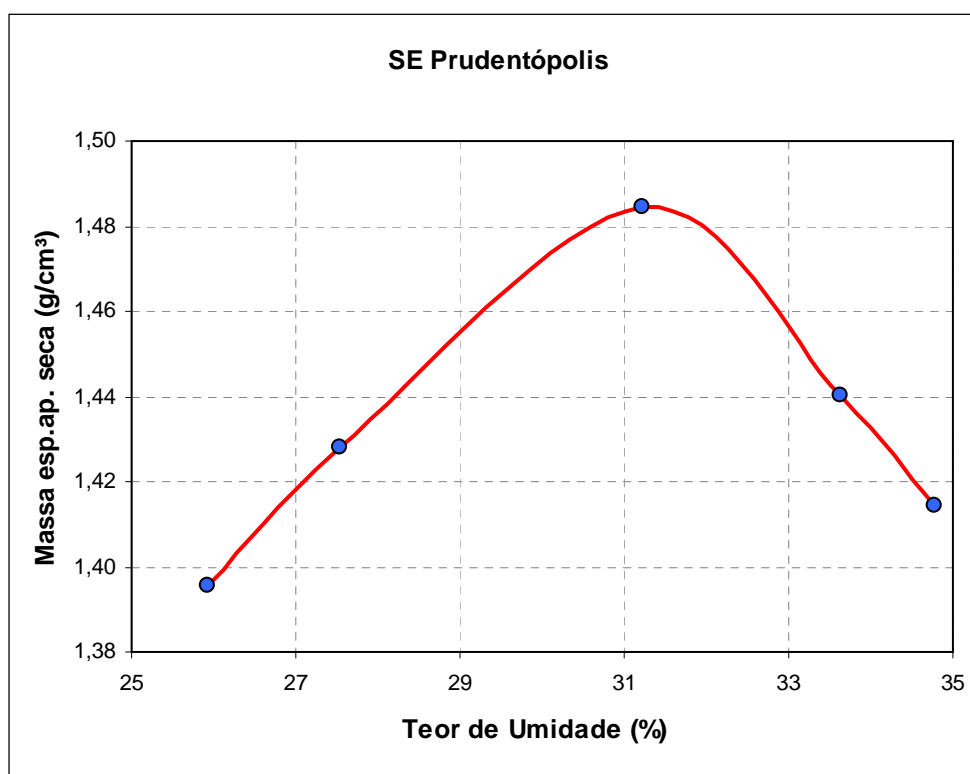


GRÁFICO 38 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE PRUDENTÓPOLIS.

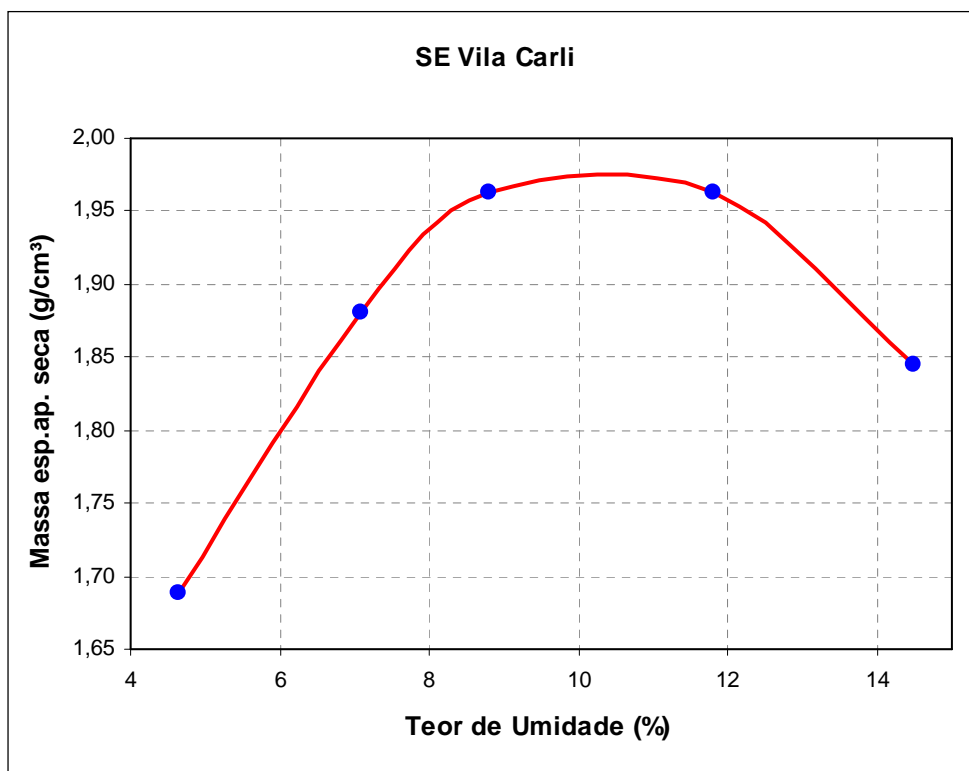


GRÁFICO 39 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE VILA CARLI.

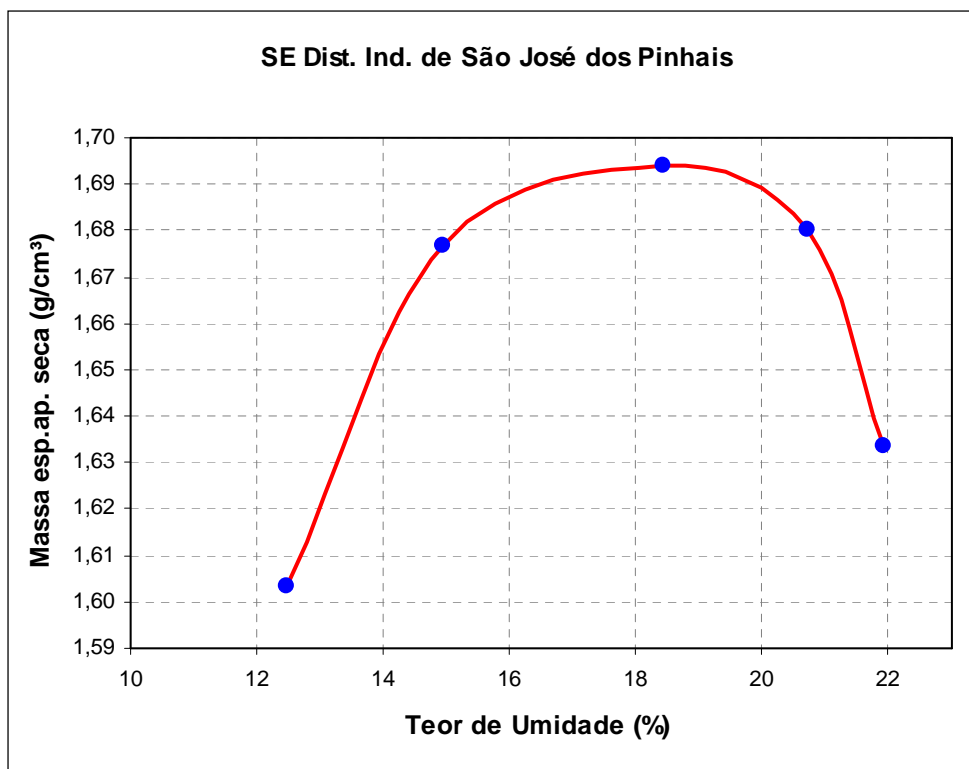


GRÁFICO 40 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS.

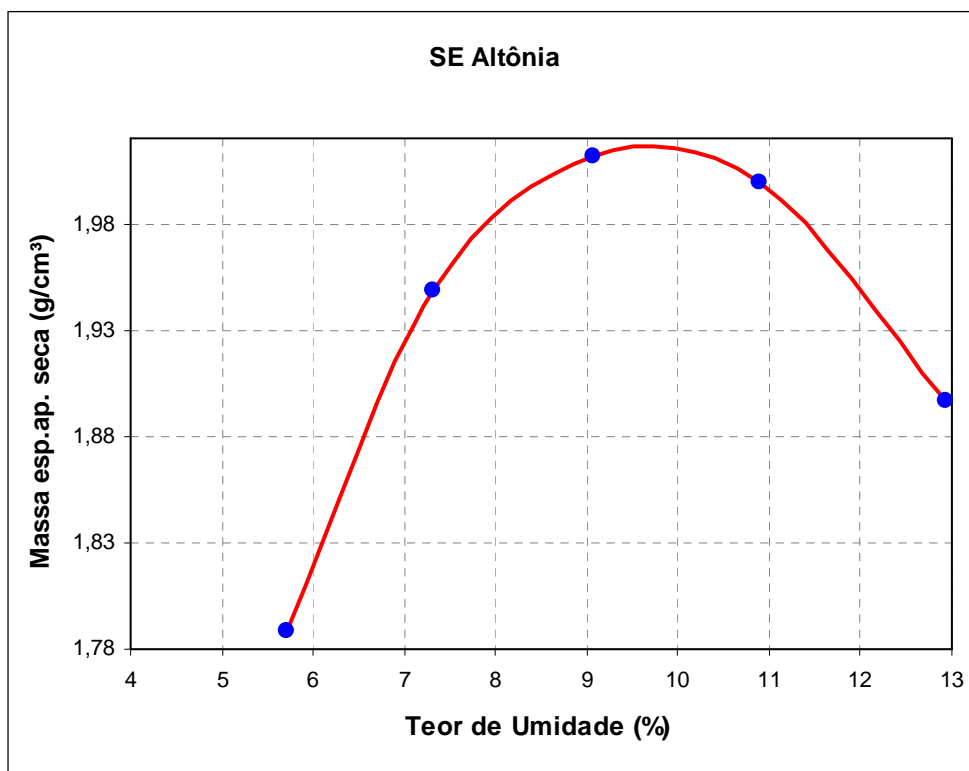


GRÁFICO 41 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE ALTÔNIA.

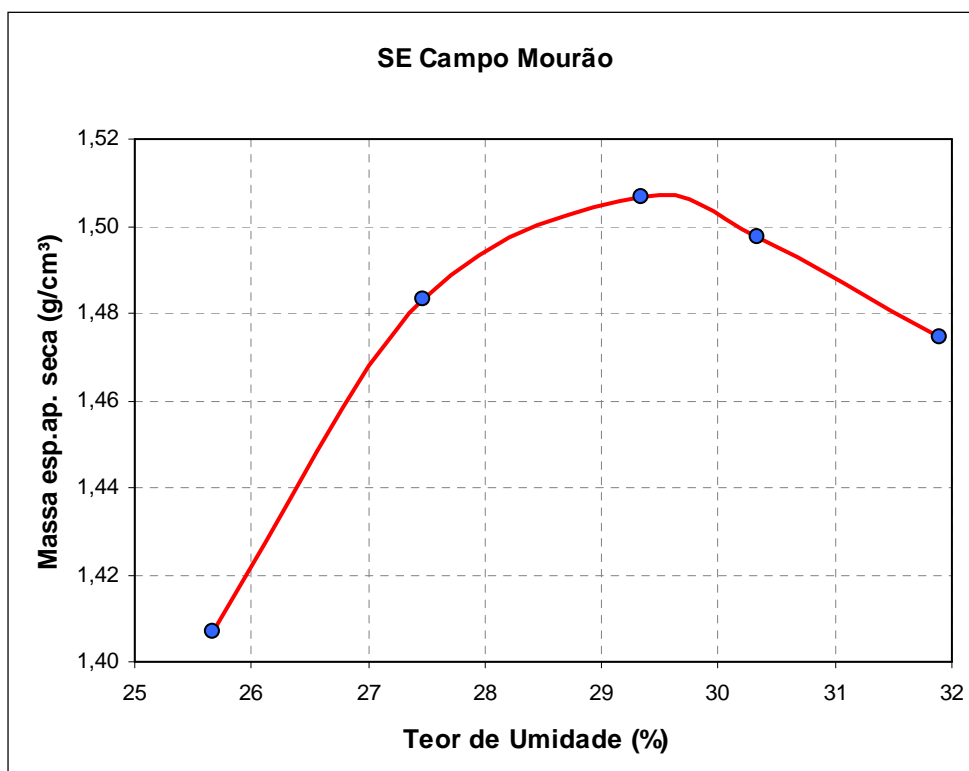


GRÁFICO 42 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE CAMPO MOURÃO.

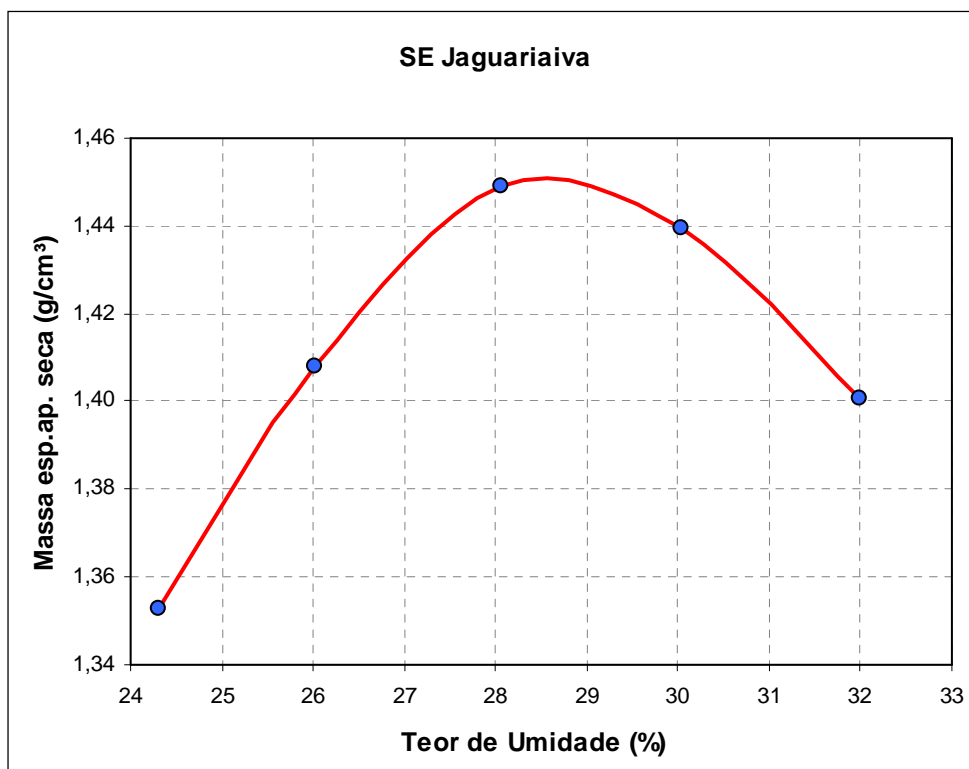


GRÁFICO 43 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE JAGUARIAIVA.

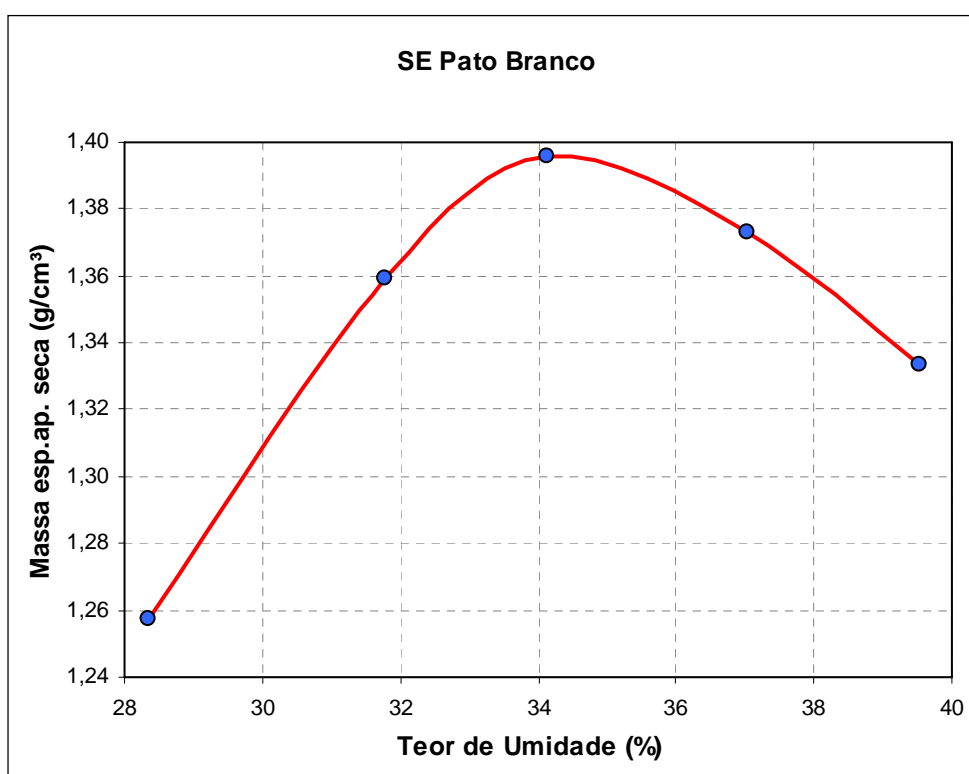


GRÁFICO 44 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE PATO BRANCO.

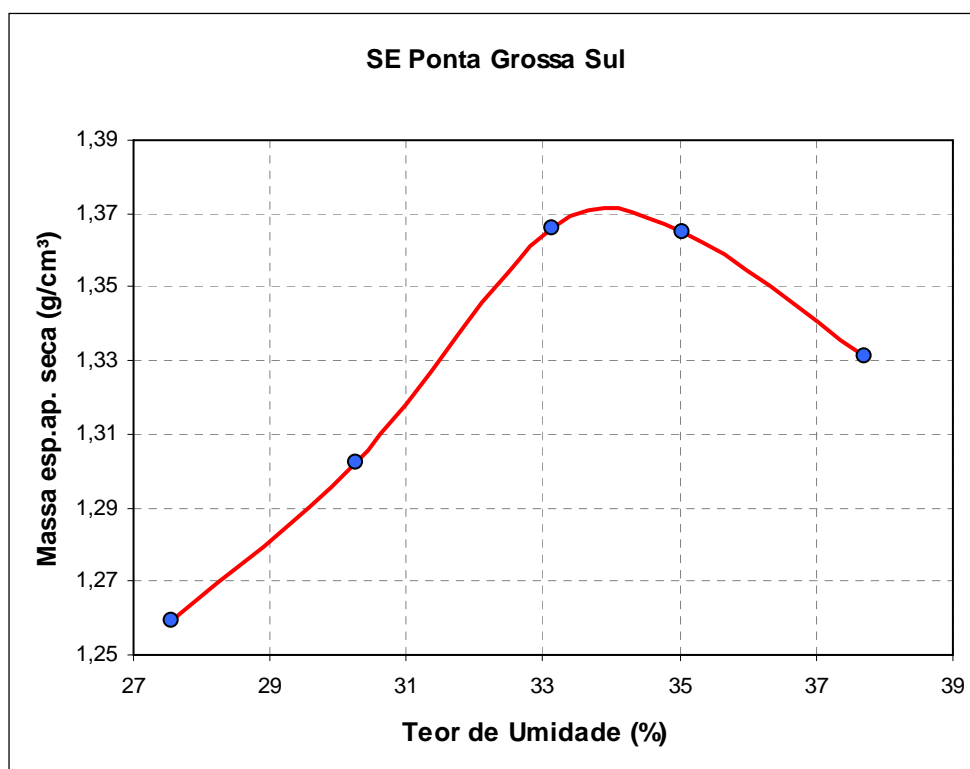


GRÁFICO 45 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE PONTA GROSSA SUL.

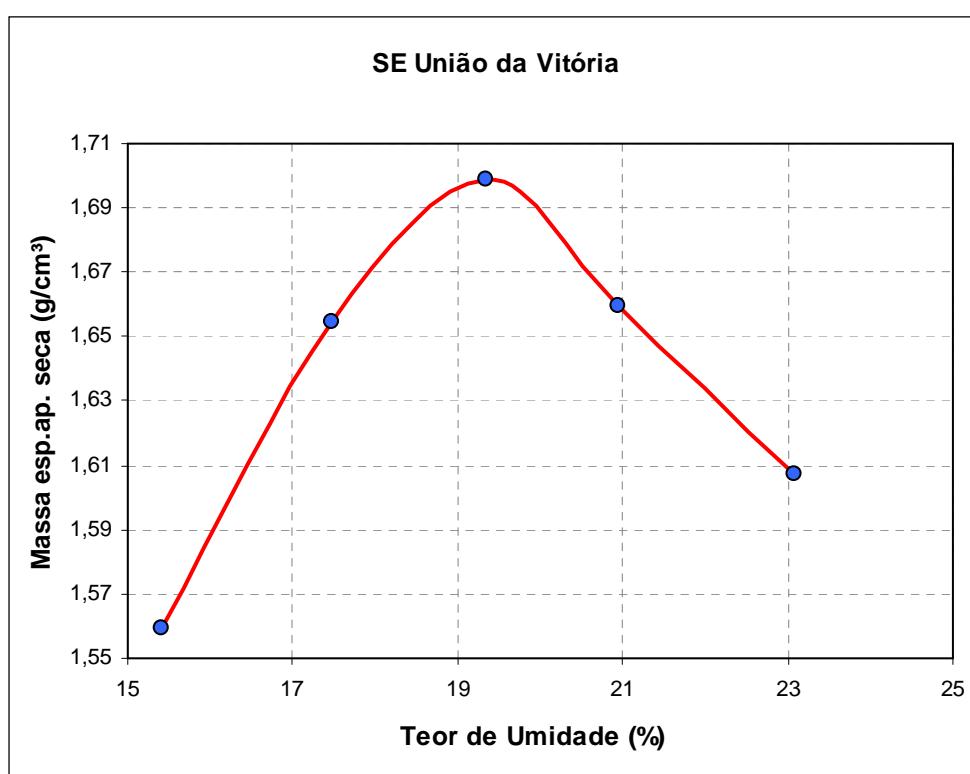


GRÁFICO 46 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE UNIÃO DA VITÓRIA.

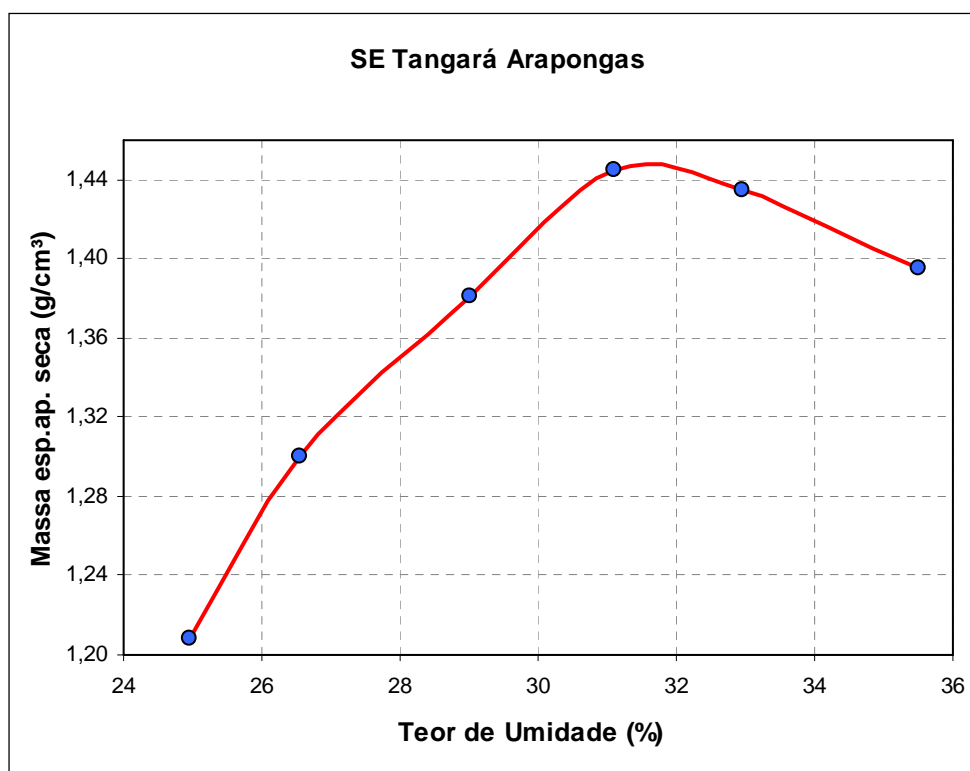


GRÁFICO 47 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE TANGARÁ ARAPONGAS.

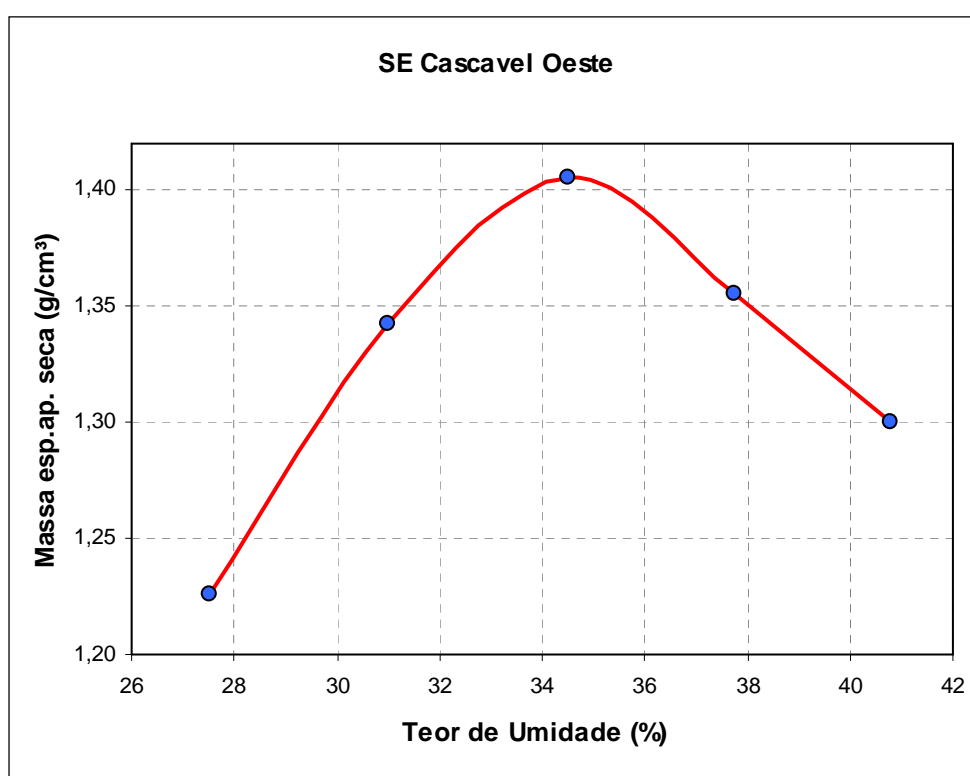


GRÁFICO 48 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE CASCAVEL OESTE.

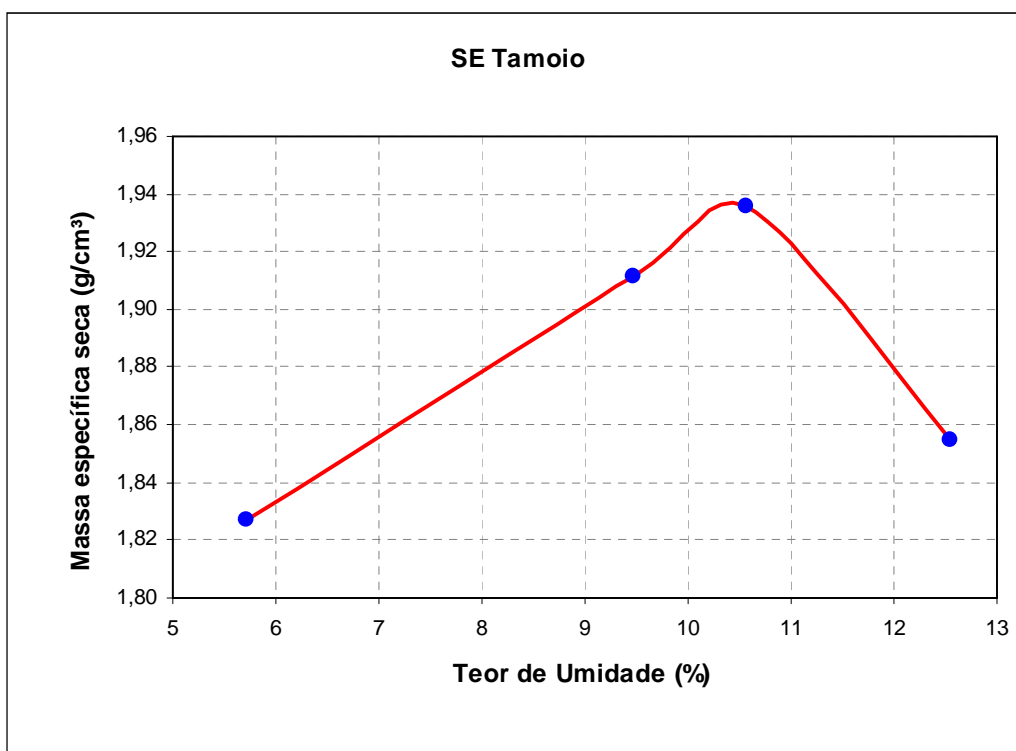


GRÁFICO 49 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE TAMOIO.

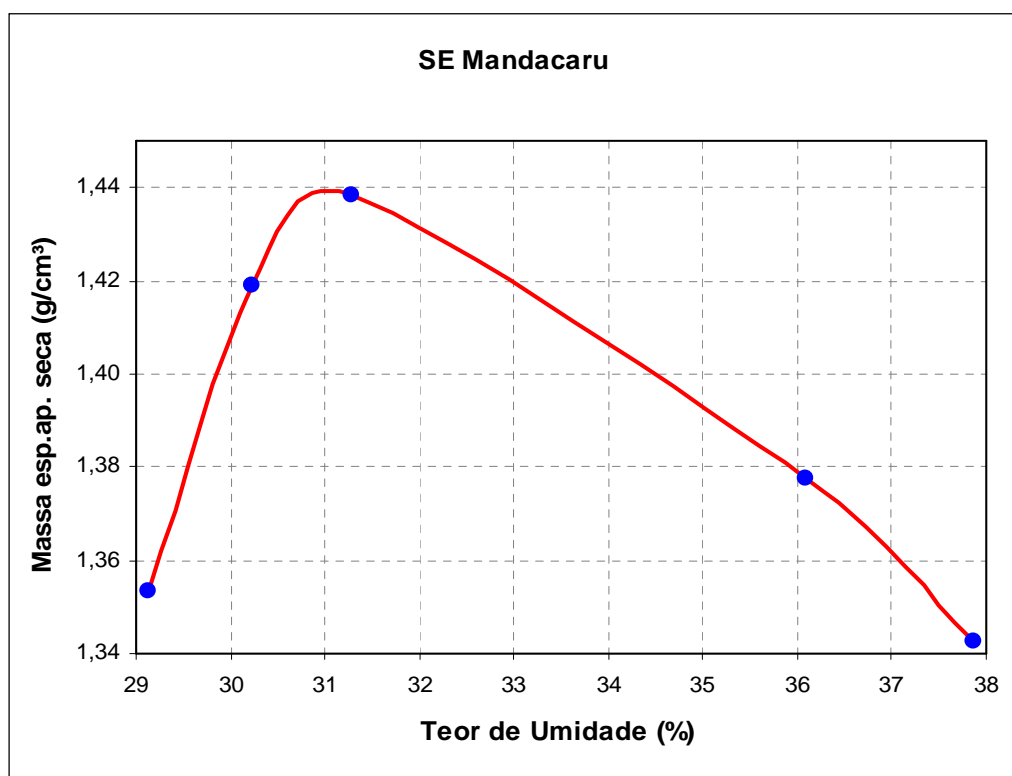


GRÁFICO 50 – CURVA DE COMPACTAÇÃO - SE MANDACARU.



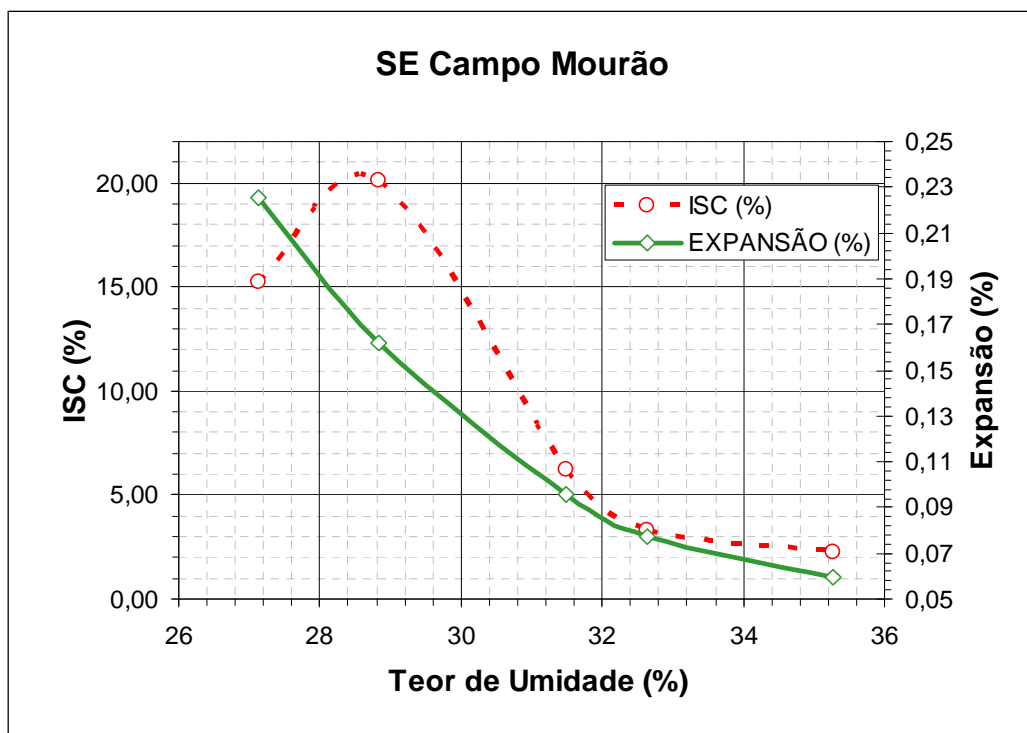


GRÁFICO 51 – ISC E EXPANSÃO - SE CAMPO MOURÃO.

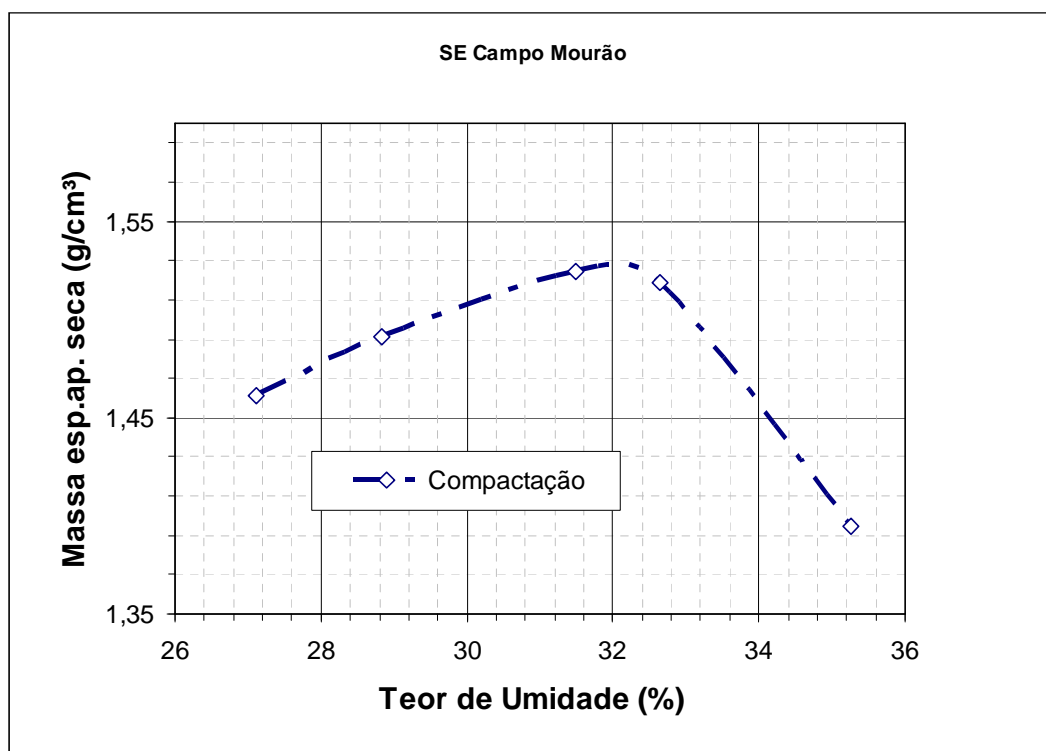


GRÁFICO 52 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE CAMPO MOURÃO.

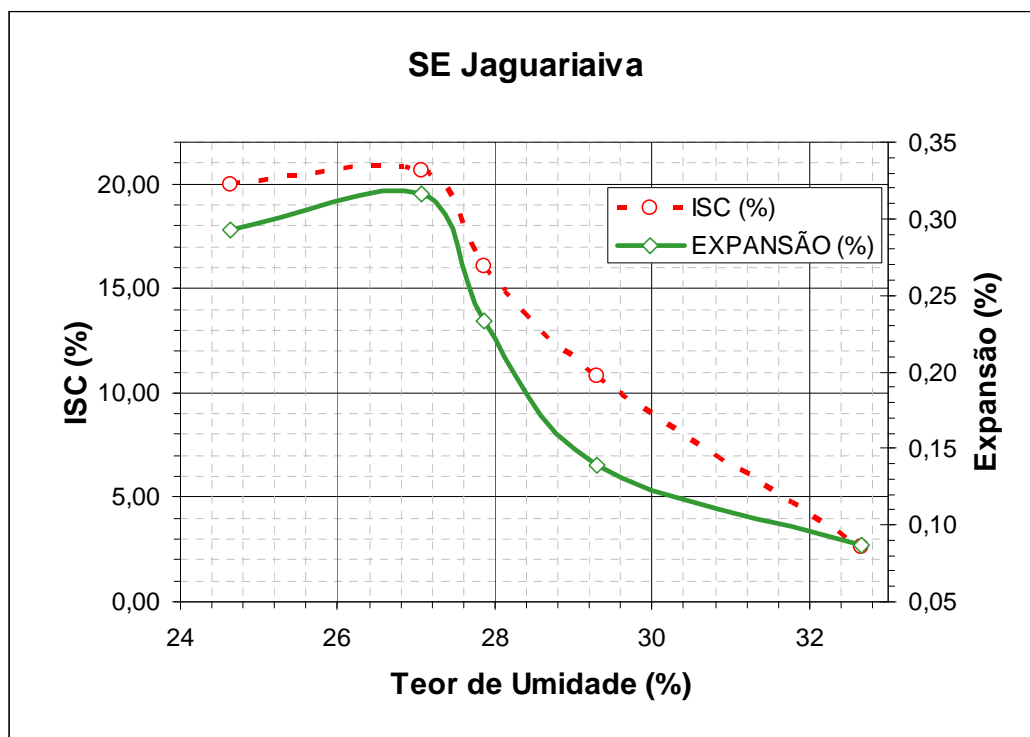


GRÁFICO 53 – ISC E EXPANSÃO - SE JAGUARIAIVA.

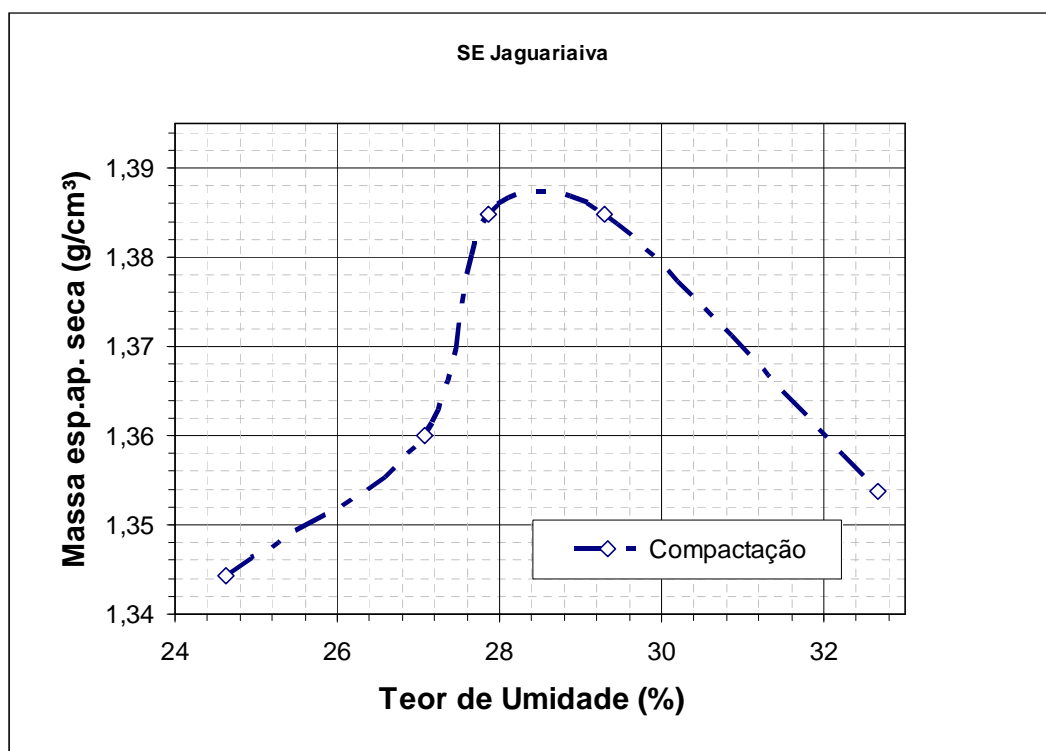


GRÁFICO 54 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE JAGUARIAIVA.

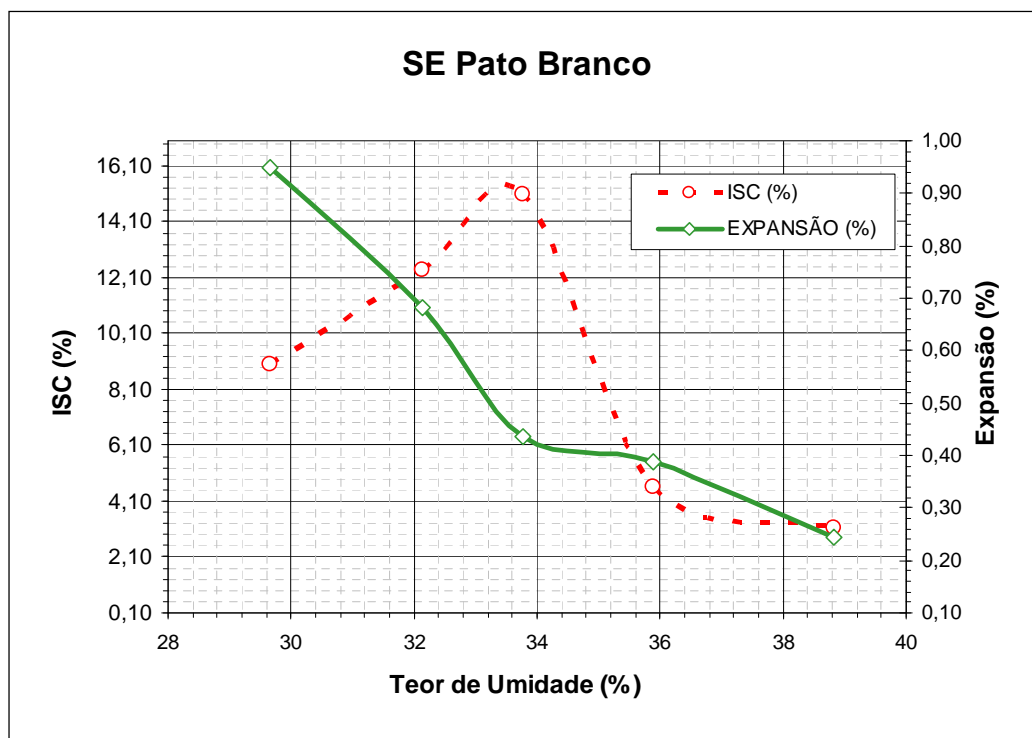


GRÁFICO 55 – ISC E EXPANSÃO - SE PATO BRANCO.

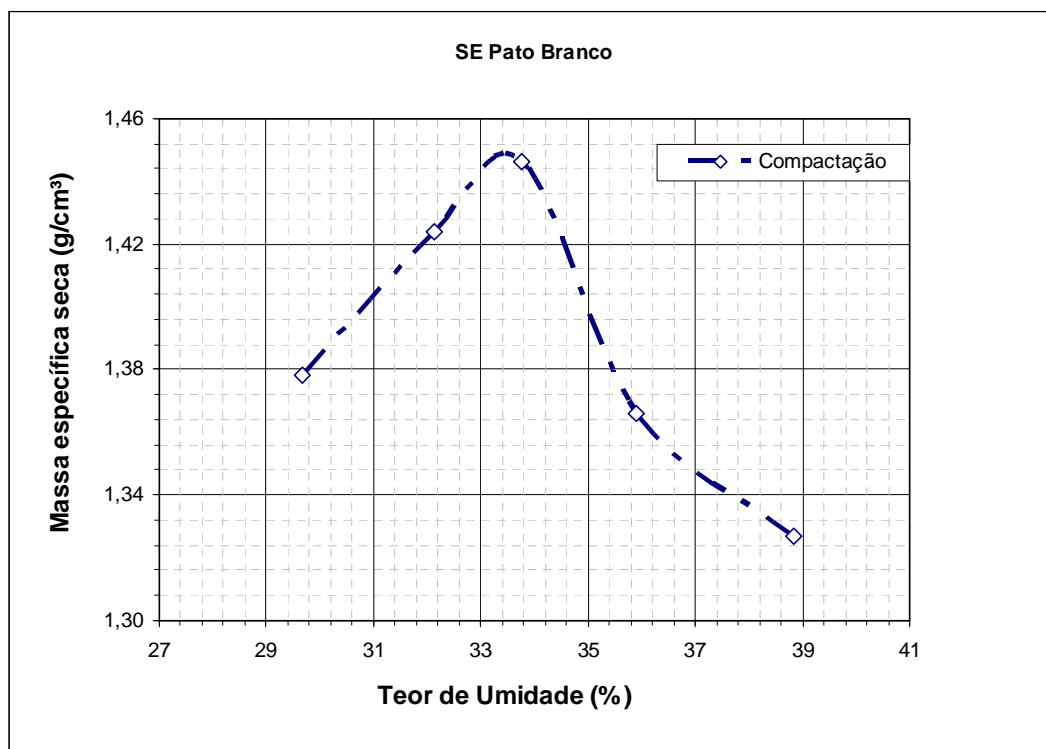


GRÁFICO 56 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DE ENSAIO DE ISC - SE PATO BRANCO.

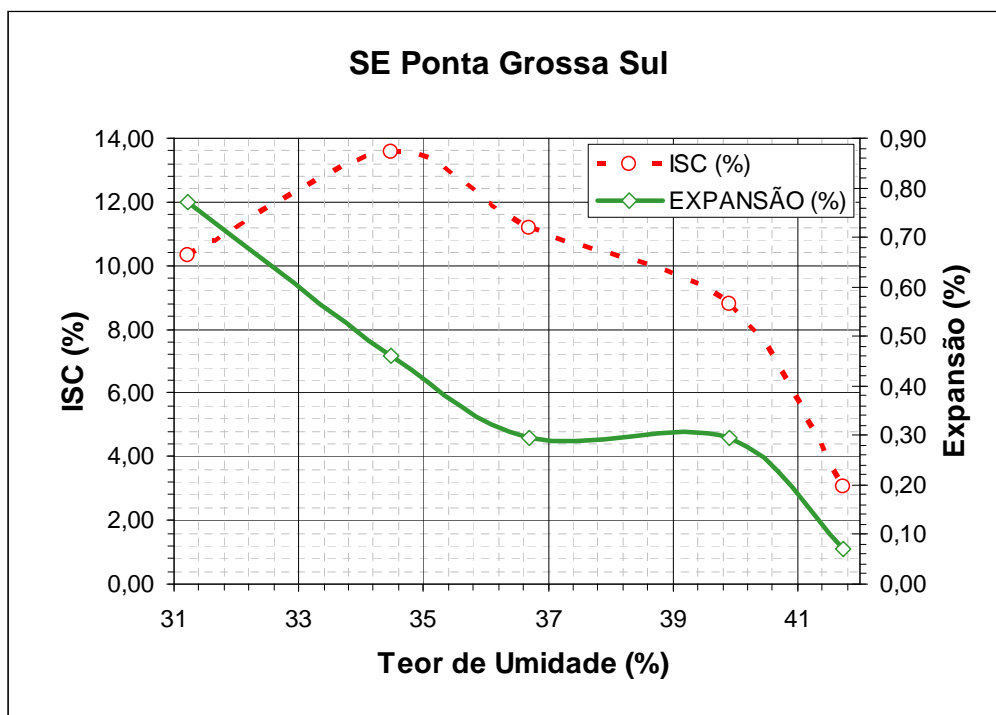


GRÁFICO 57 – ISC E EXPANSÃO - SE PONTA GROSSA SUL.

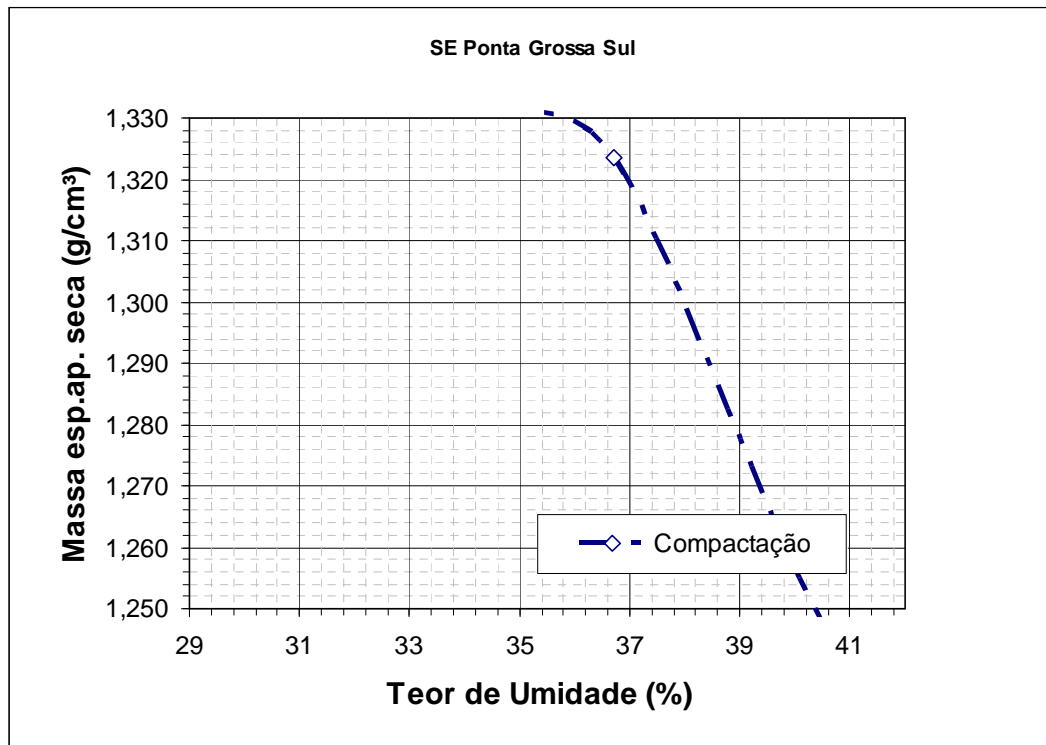


GRÁFICO 58 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE PONTA GROSSA SUL.

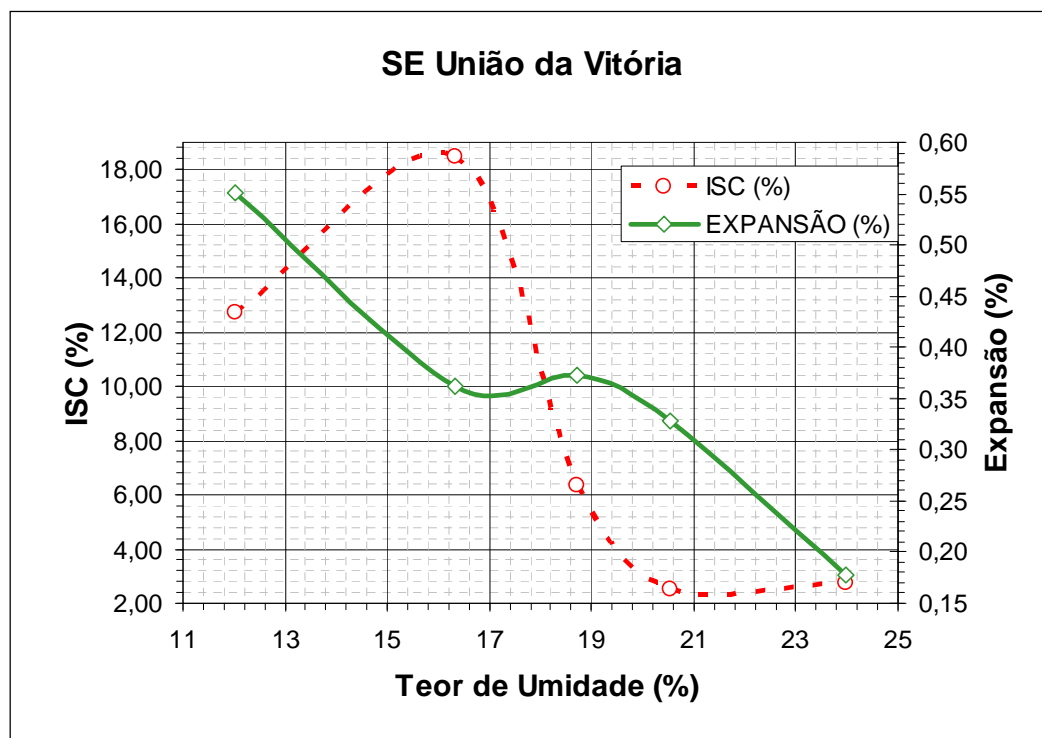


GRÁFICO 59 – ISC E EXPANSÃO - SE UNIÃO DA VITÓRIA.

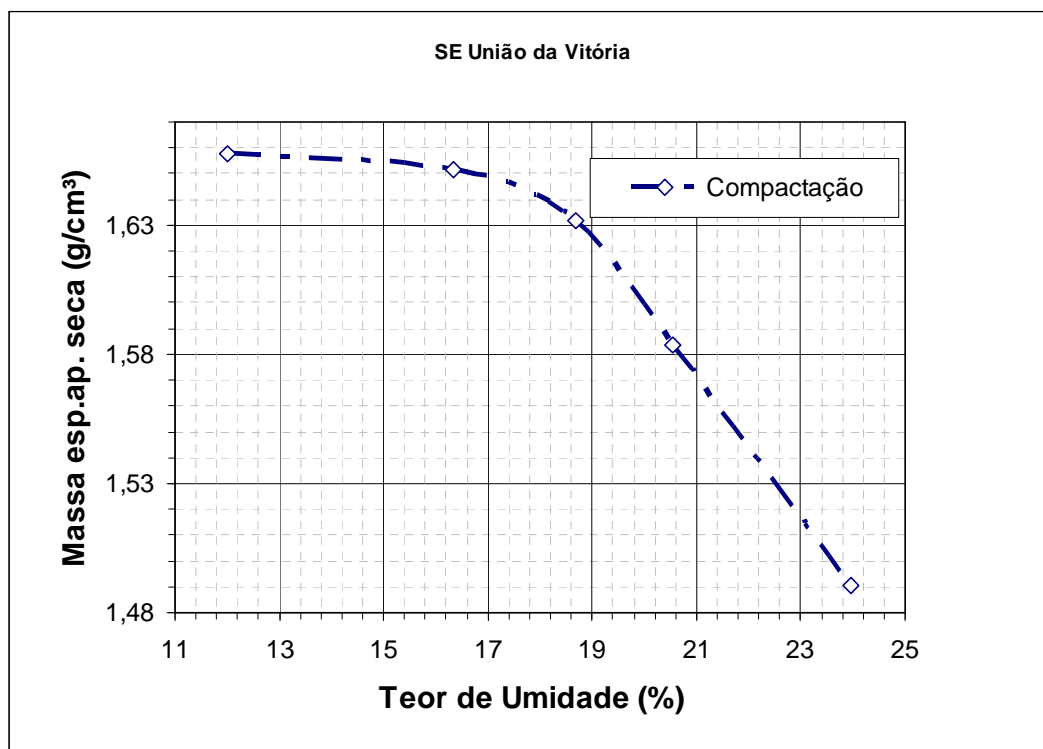


GRÁFICO 60 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE UNIÃO DA VITÓRIA.

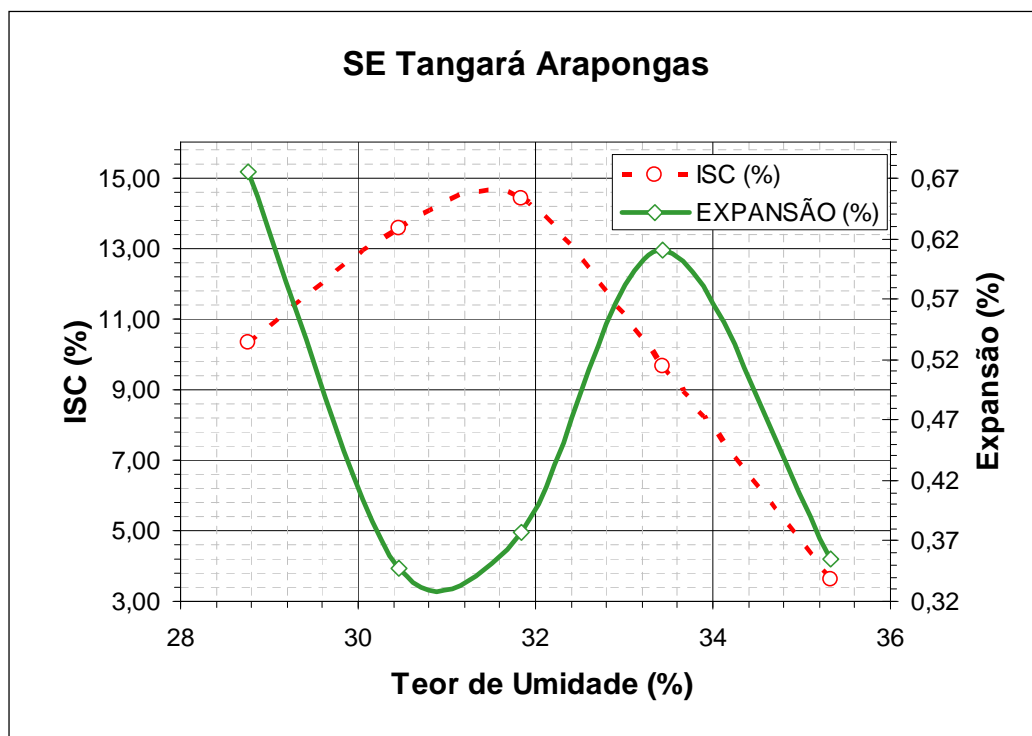


GRÁFICO 61 – ISC E EXPANSÃO - SE TANGARÁ ARPONGAS.

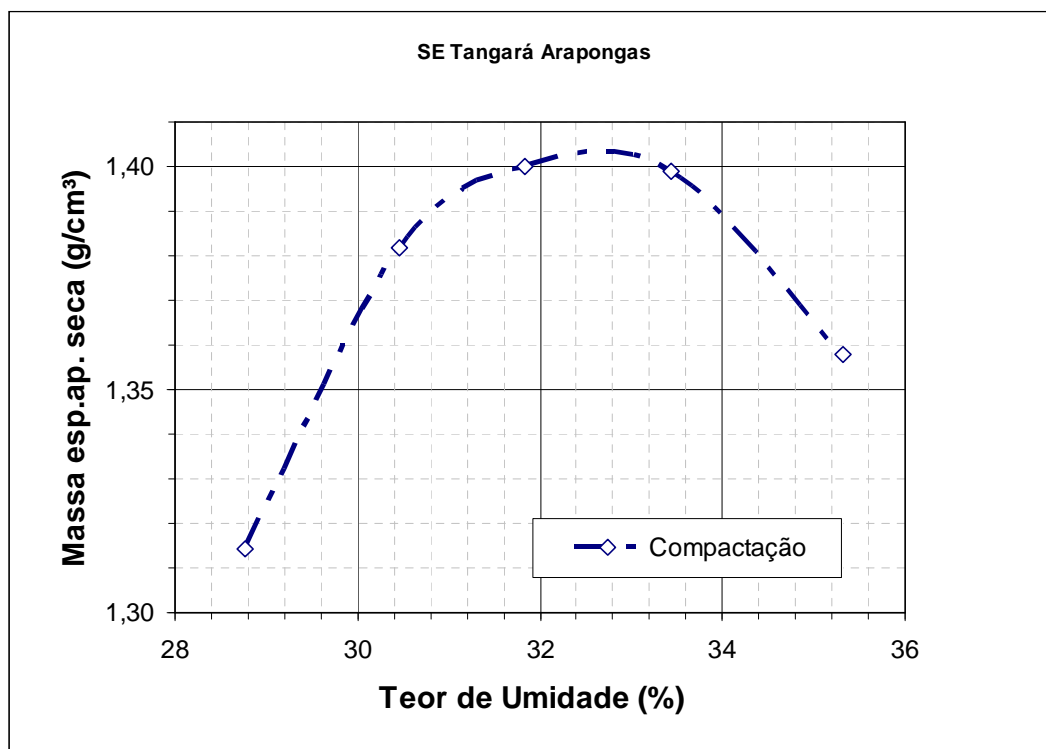


GRÁFICO 62 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE TANGARÁ ARPONGAS.

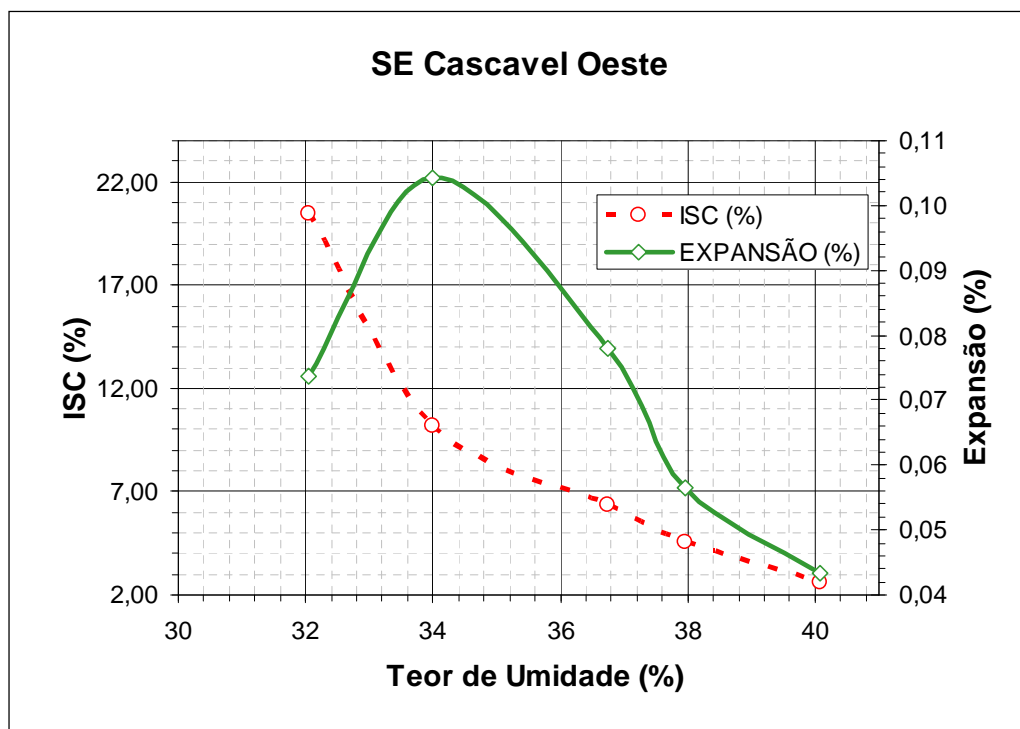


GRÁFICO 63 – ISC E EXPANSÃO - SE CASCAVEL OESTE.

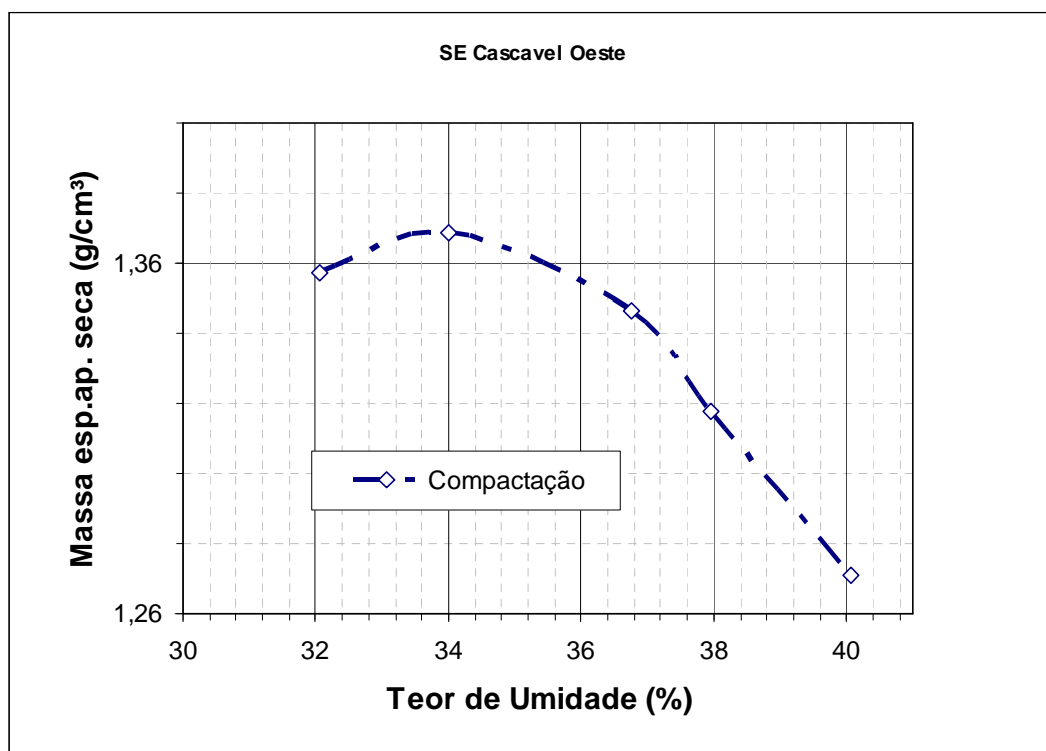


GRÁFICO 64 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE CASCAVEL OESTE.

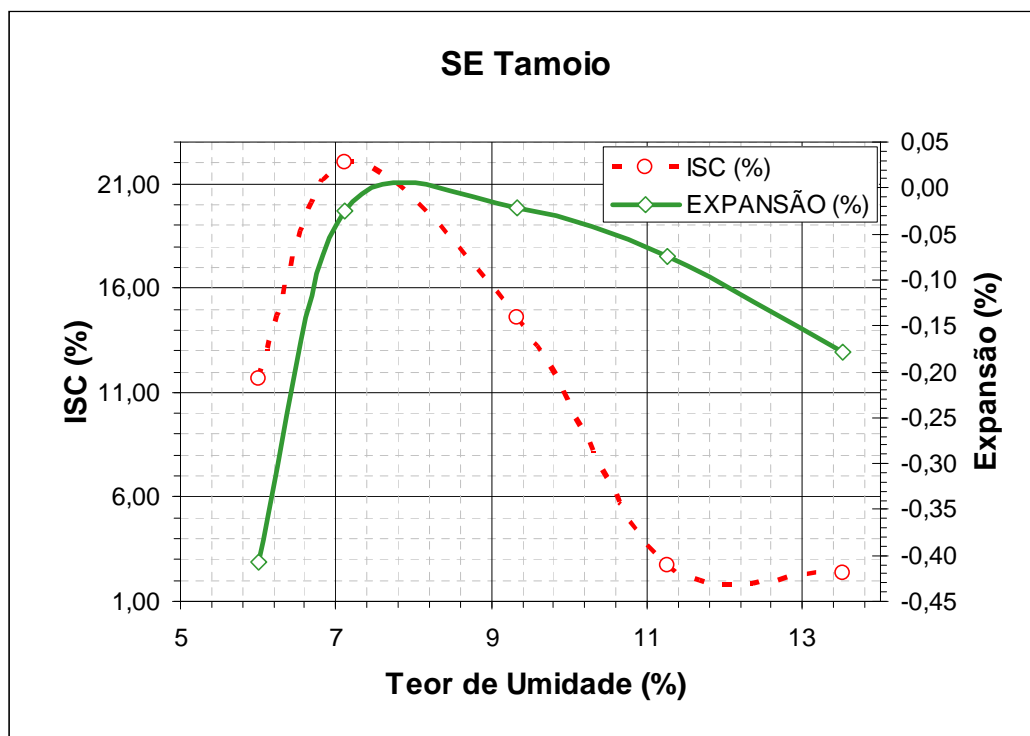


GRÁFICO 65 – ISC E EXPANSÃO - SE TAMOIO.

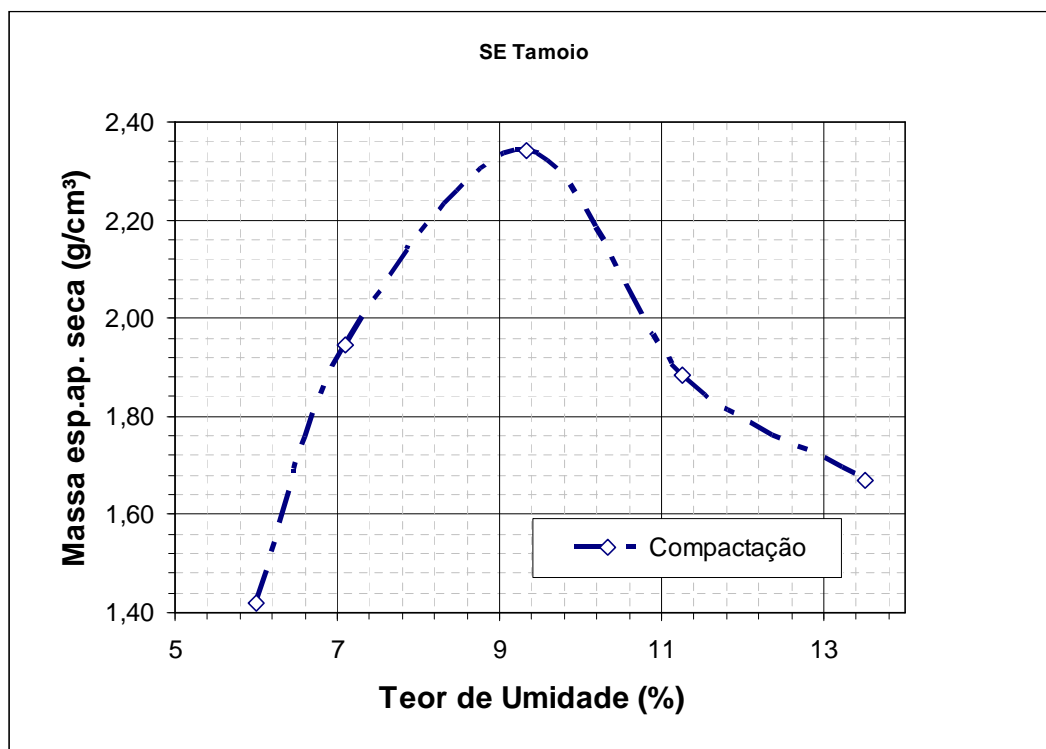


GRÁFICO 66 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE TAMOIO.



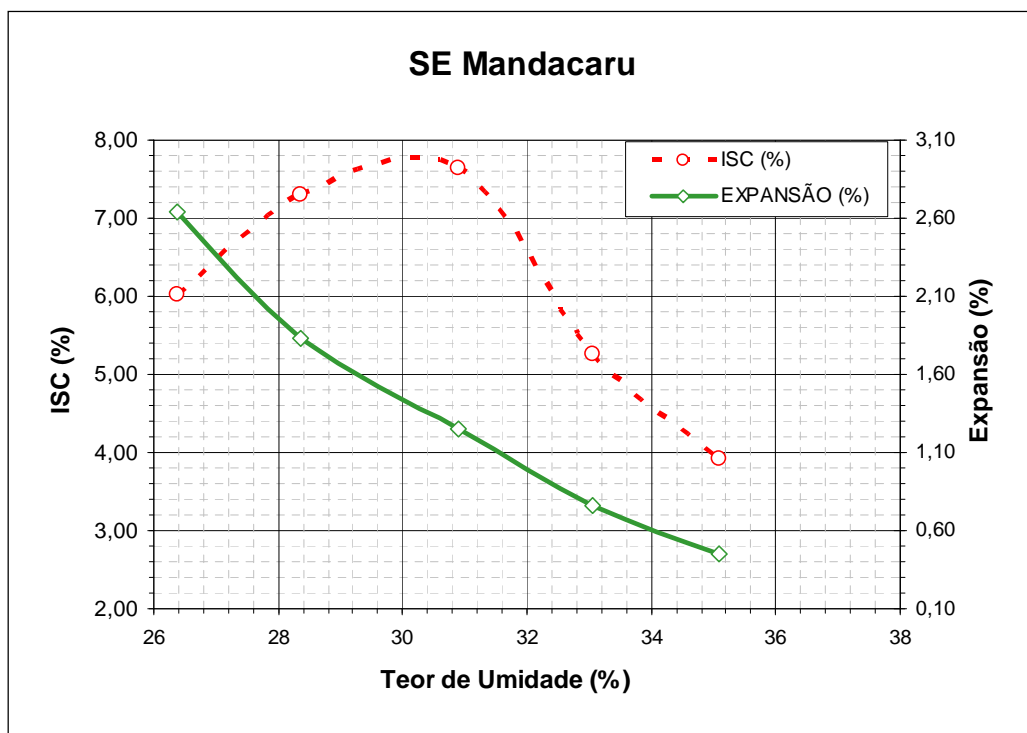


GRÁFICO 67 – ISC E EXPANSÃO - SE MANDACARU.

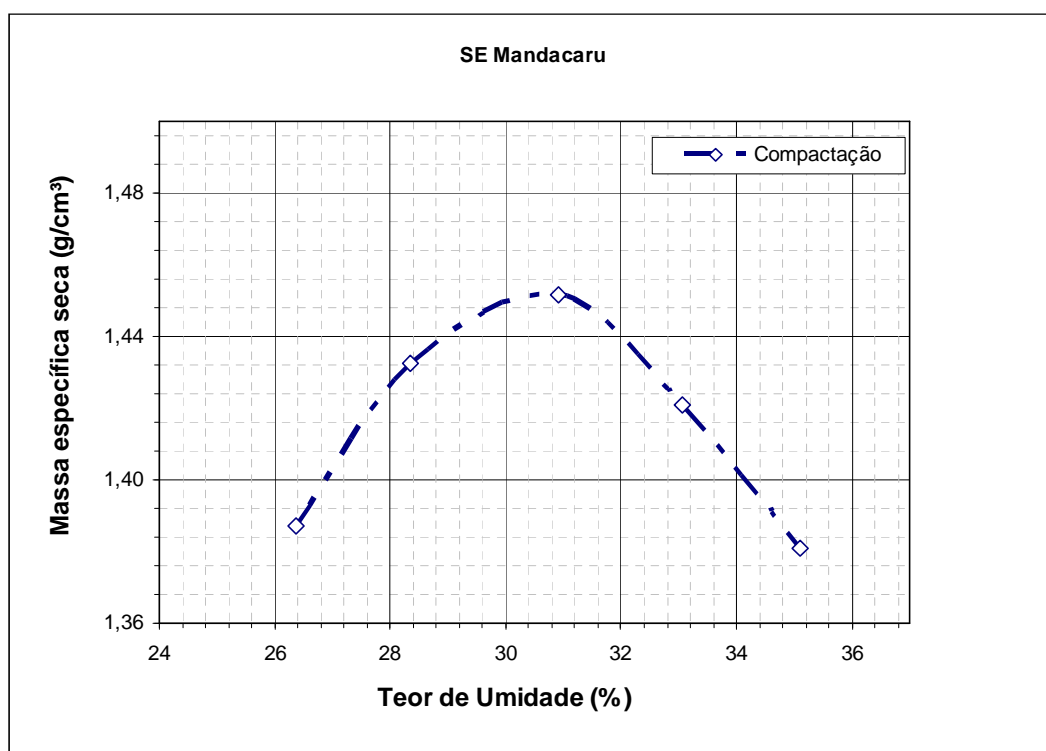


GRÁFICO 68 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO ENSAIO DE ISC - SE MANDACARU.

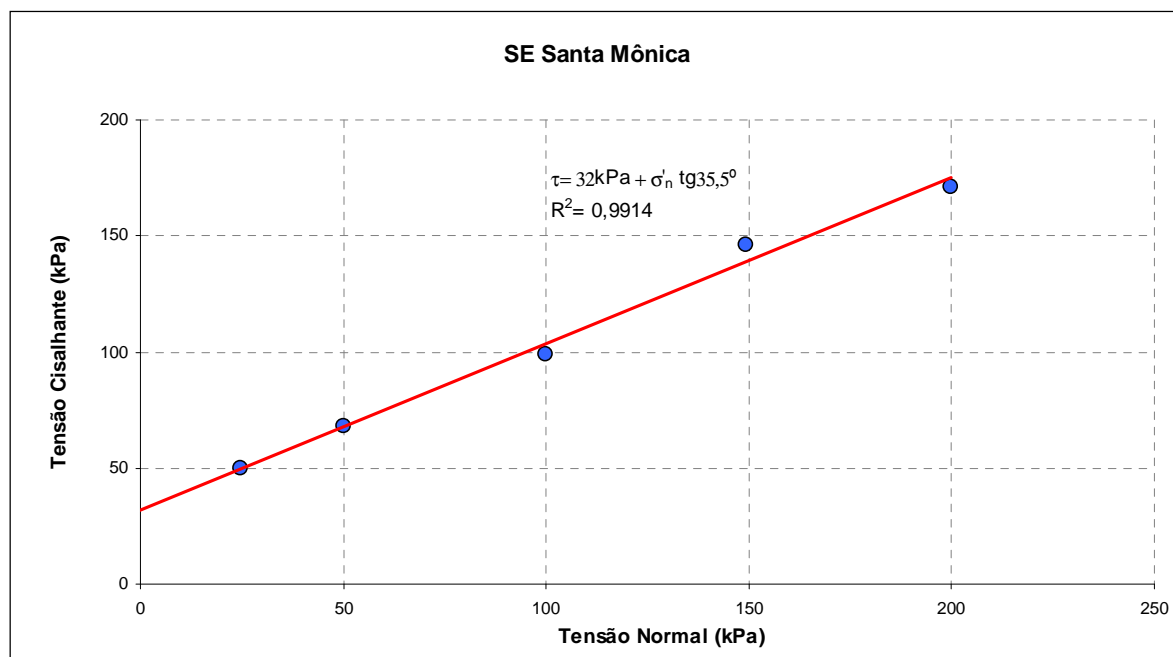


GRÁFICO 69 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE SANTA MÔNICA.

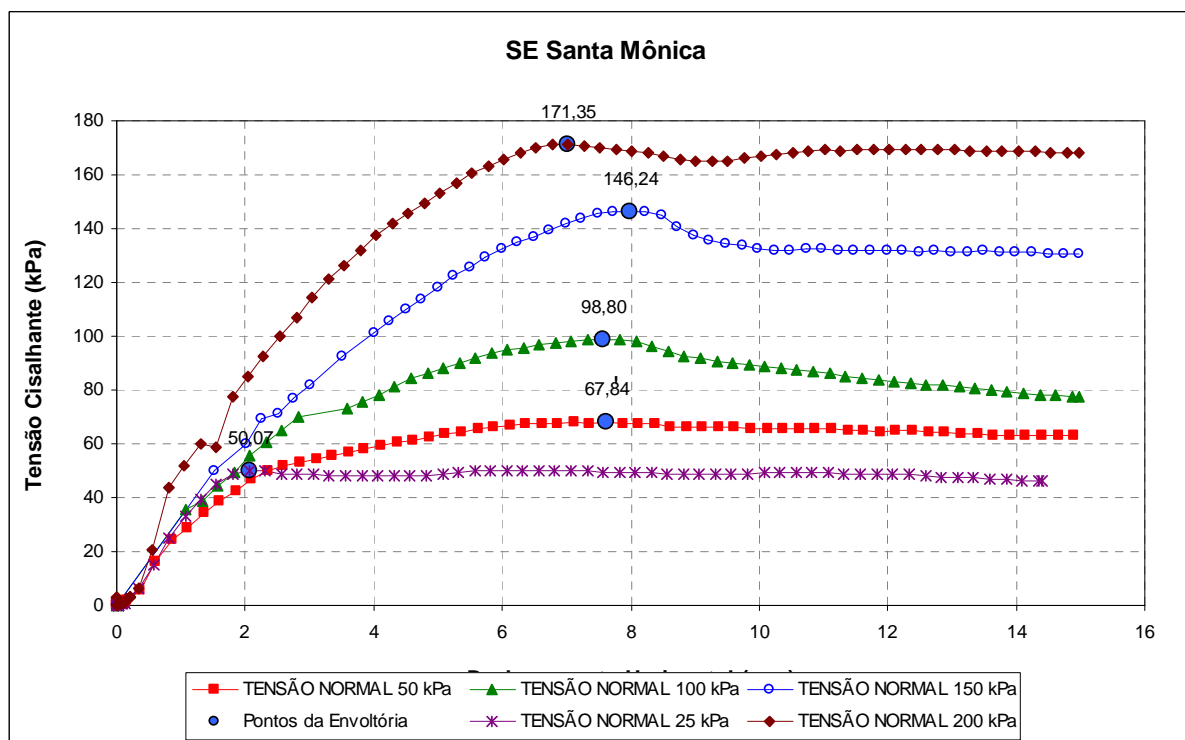


GRÁFICO 70 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE SANTA MÔNICA.

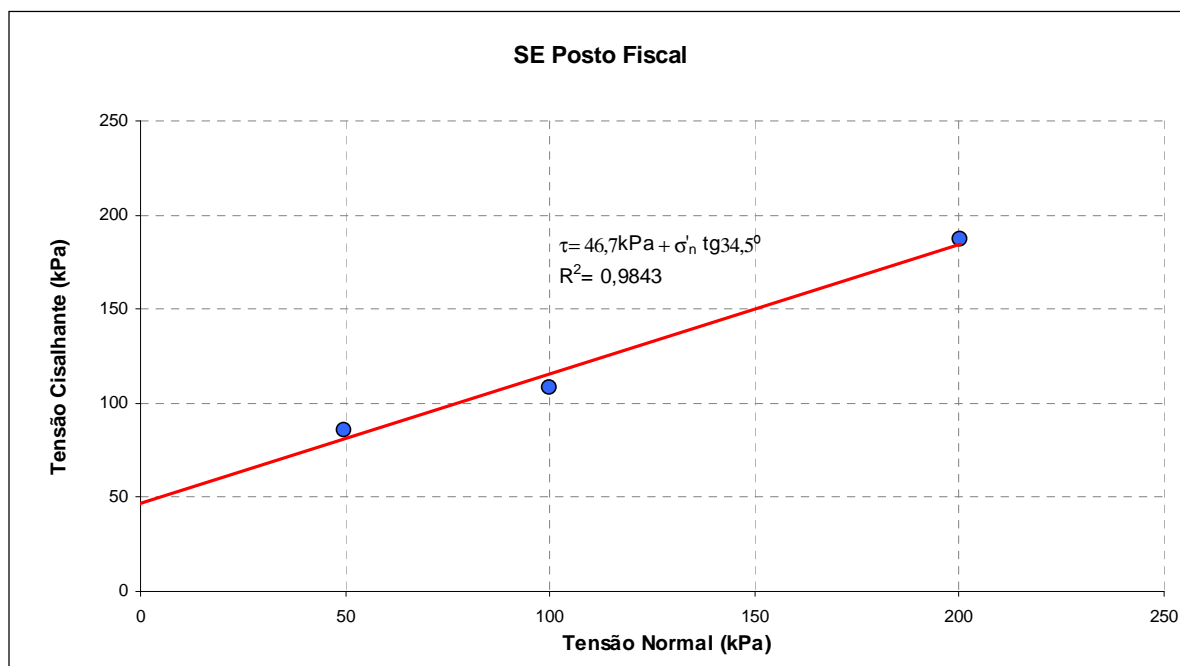


GRÁFICO 71 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE POSTO FISCAL.

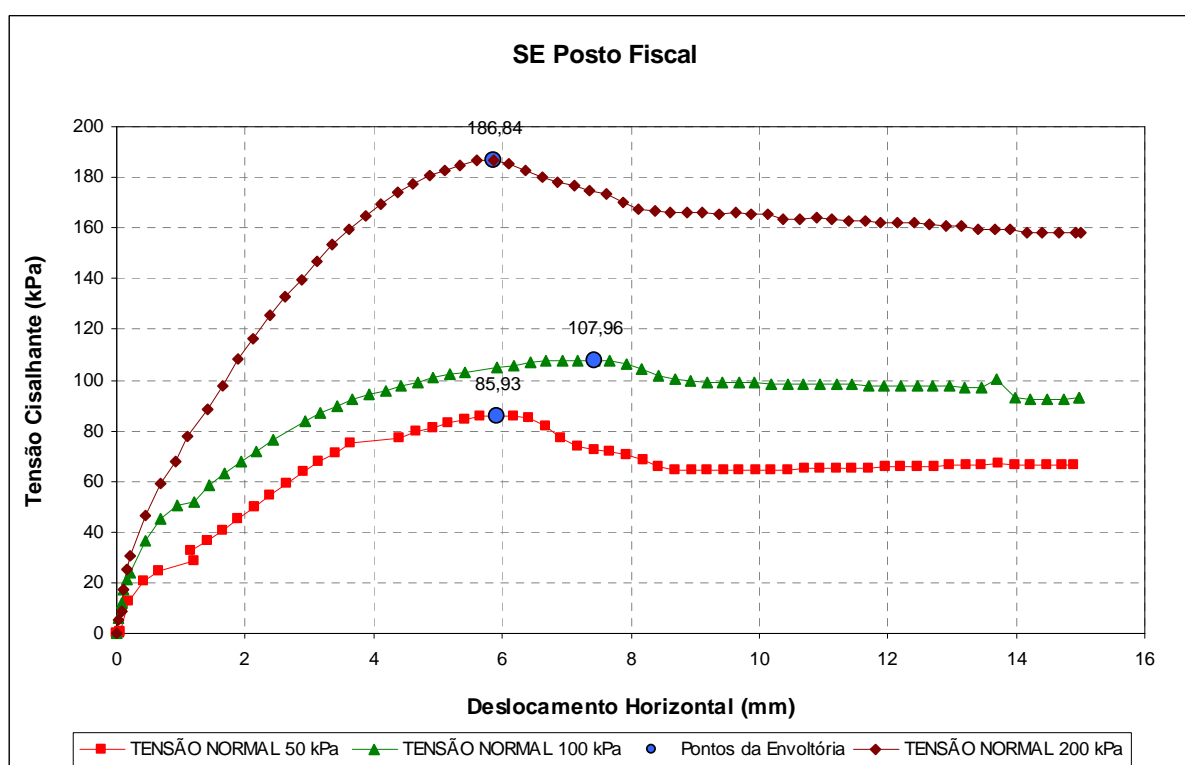


GRÁFICO 72 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE POSTO FISCAL.

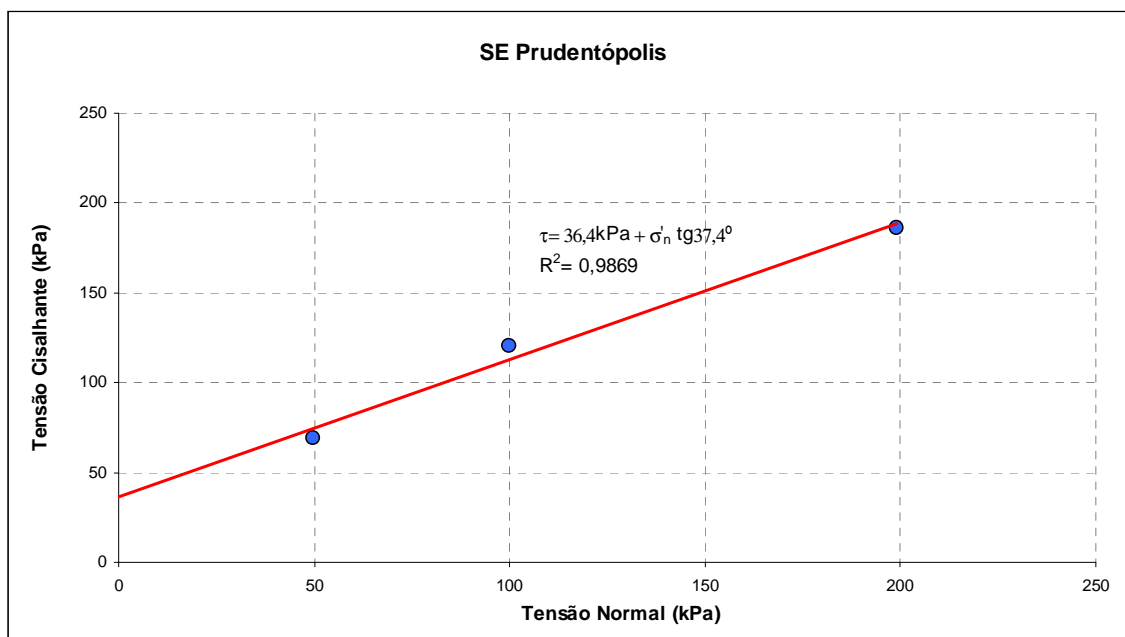


GRÁFICO 73 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE PRUDENTÓPOLIS.

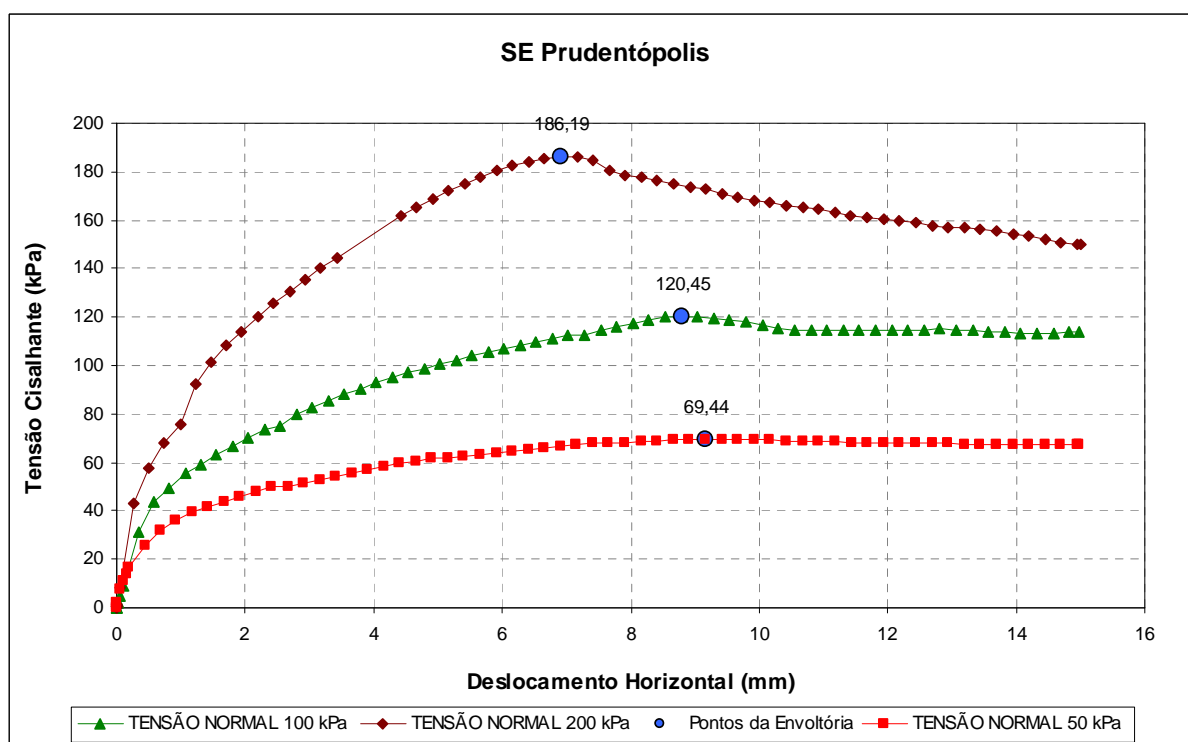


GRÁFICO 74 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE PRUDENTÓPOLIS.

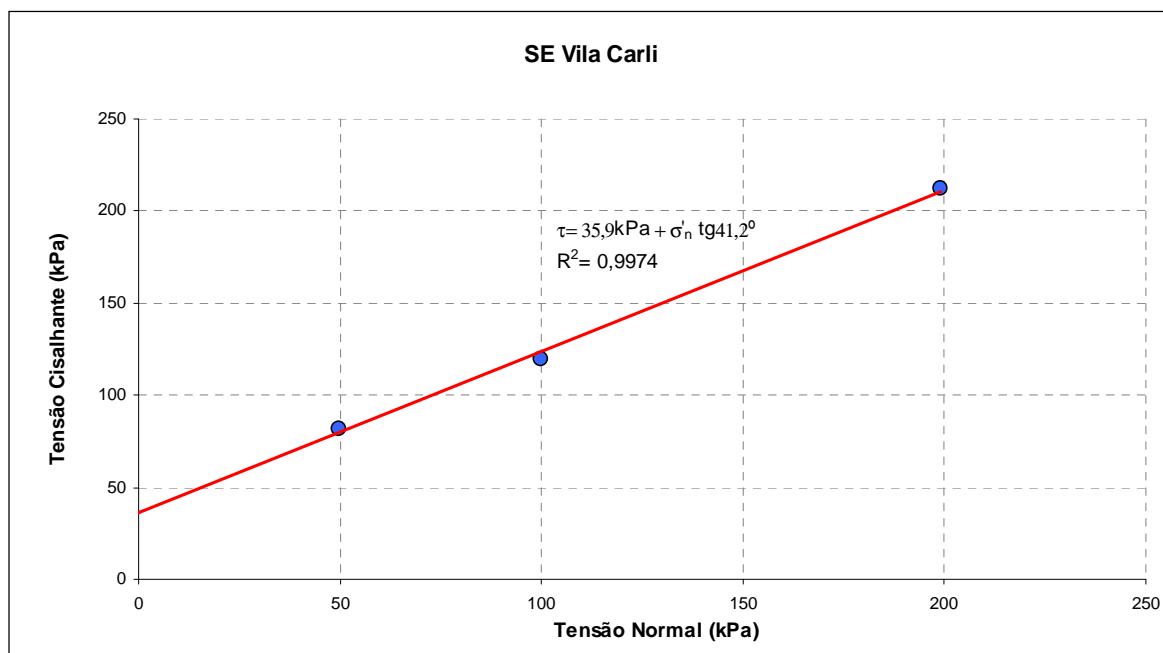


GRÁFICO 75 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE VILA CARLI.

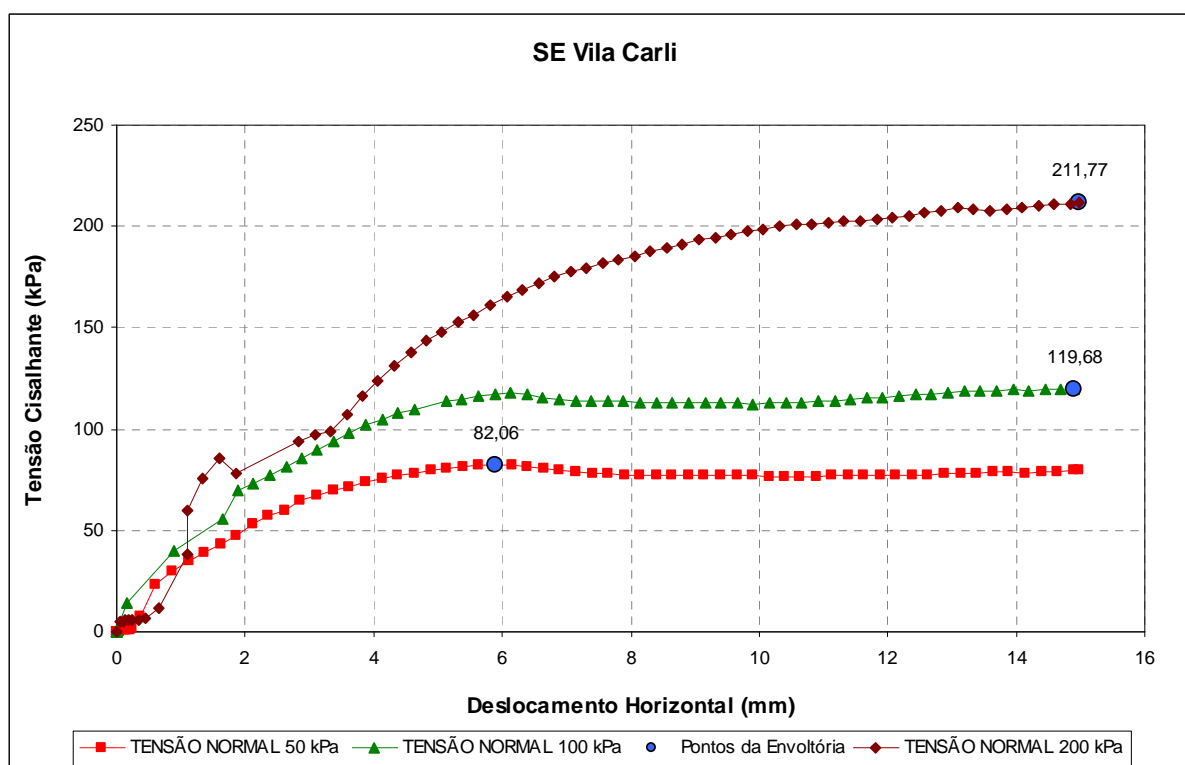


GRÁFICO 76 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE VILA CARLI.

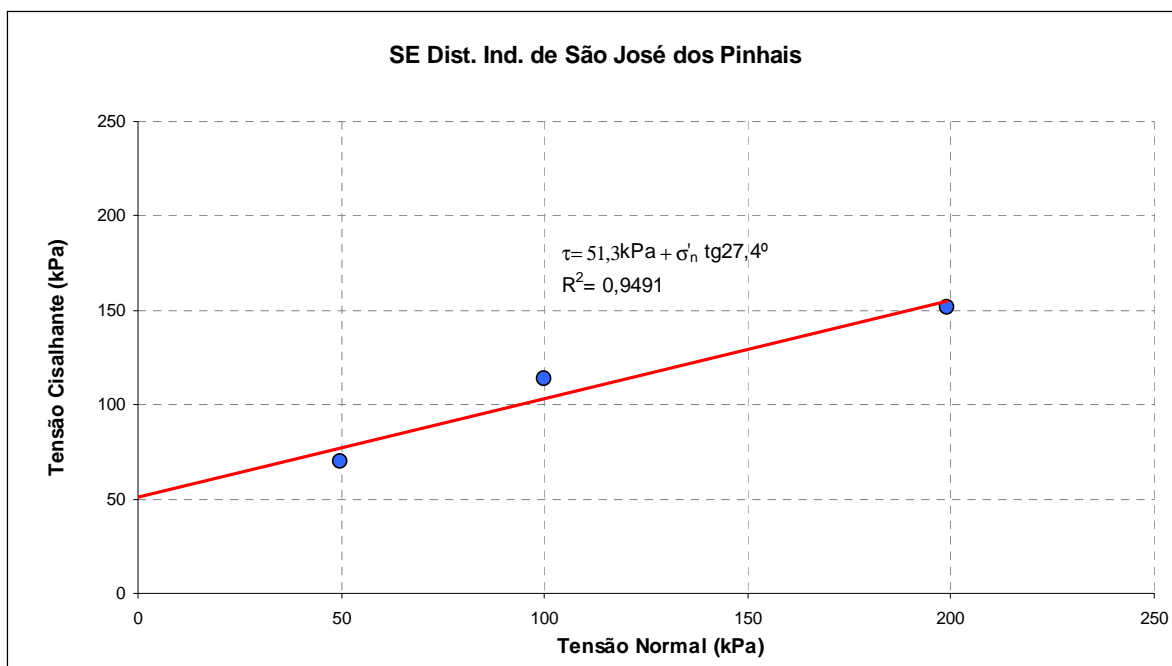


GRÁFICO 77 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS.

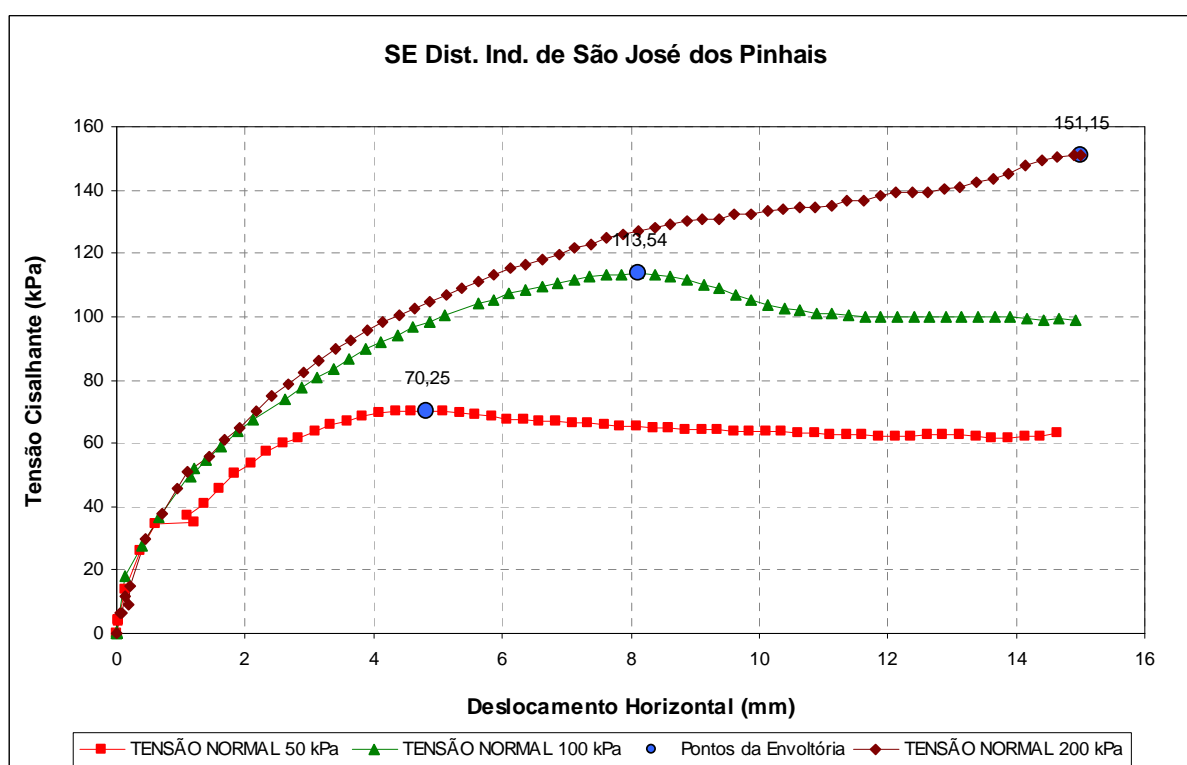


GRÁFICO 78 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS.

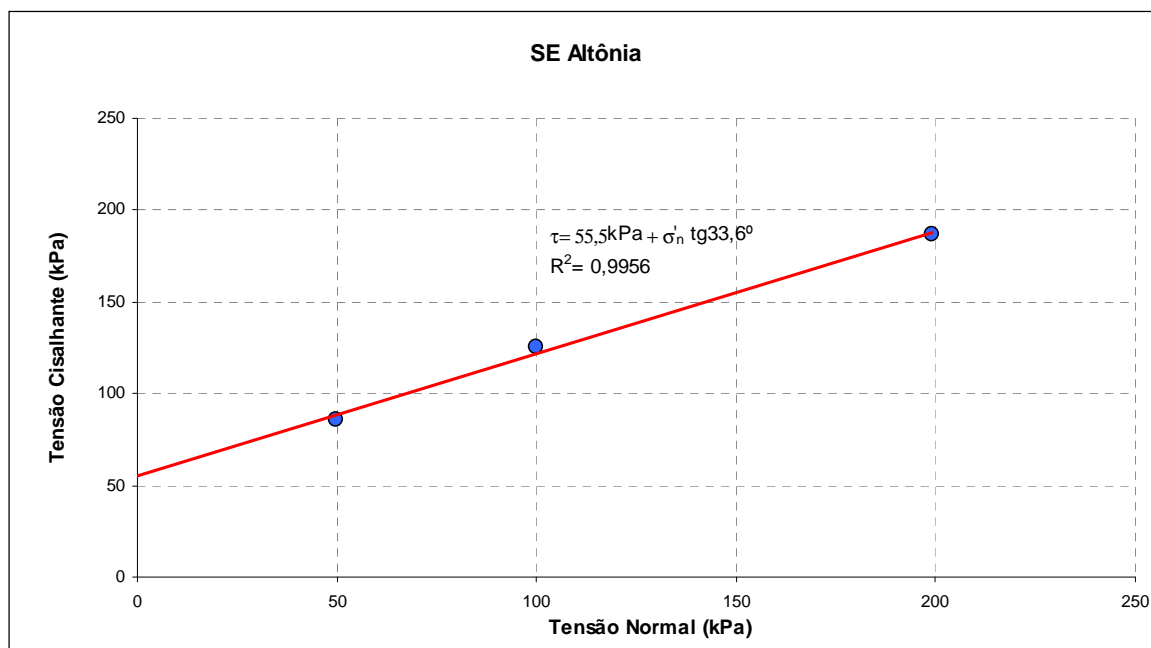


GRÁFICO 79 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE ALTÔNIA.

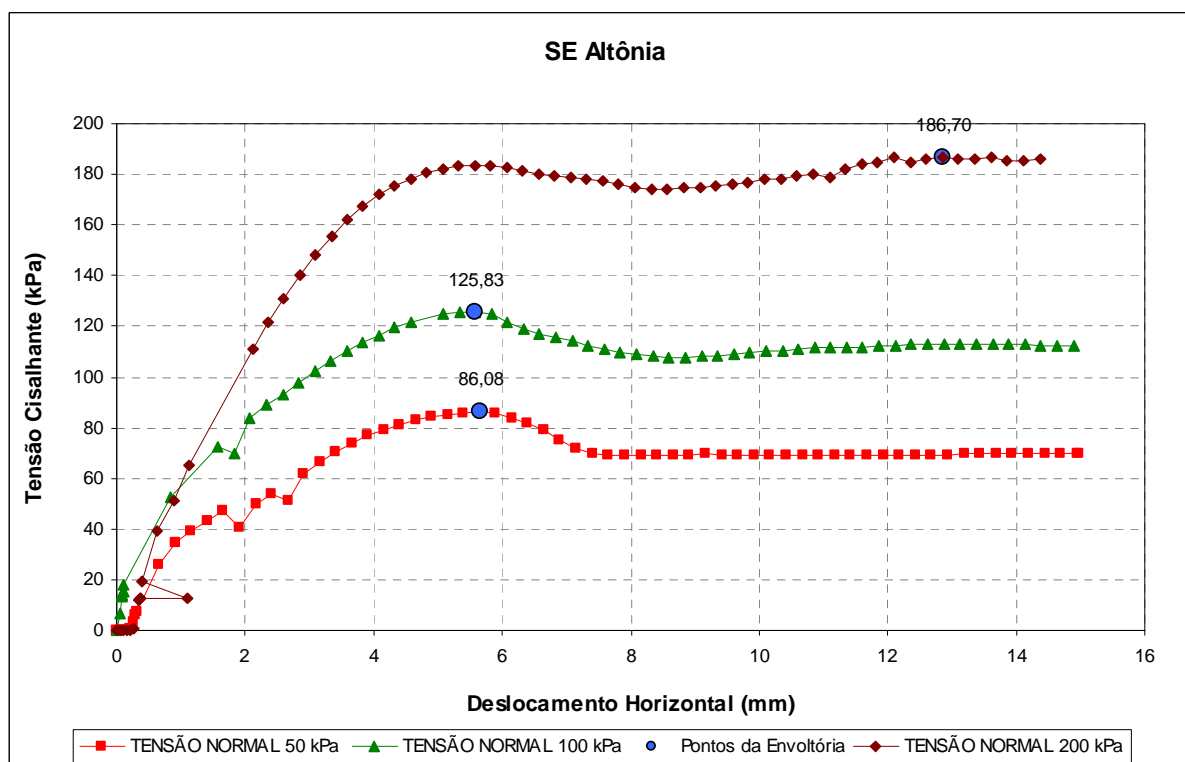


GRÁFICO 80 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE ALTÔNIA.

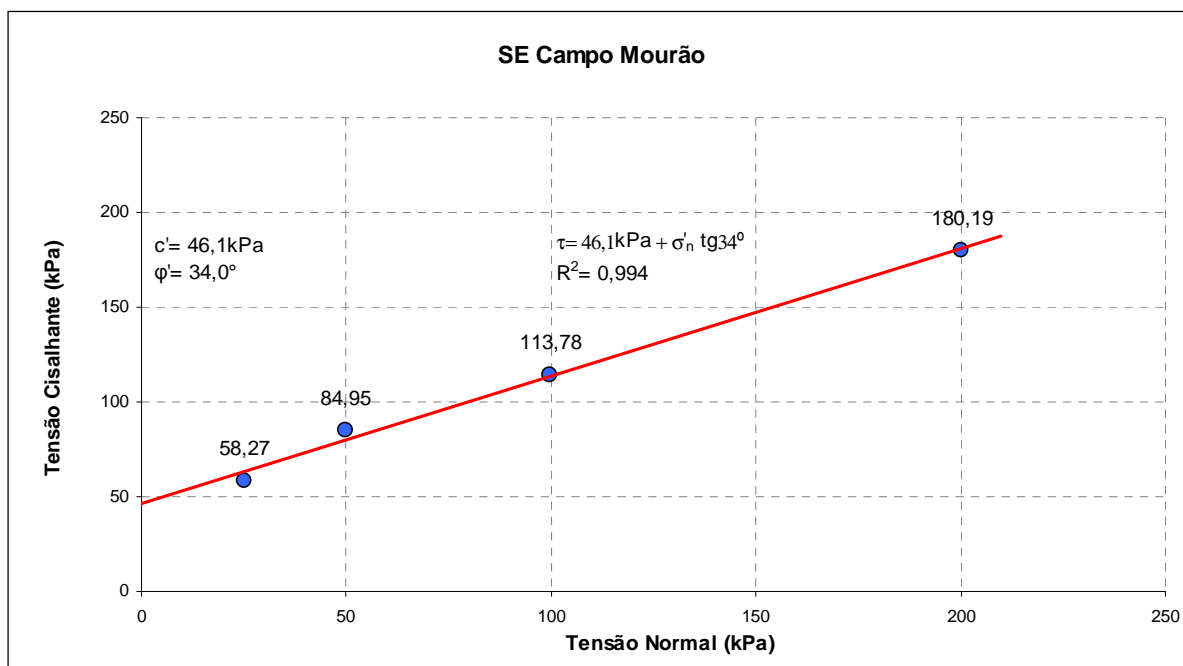


GRÁFICO 81 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE CAMPO MOURÃO.

]

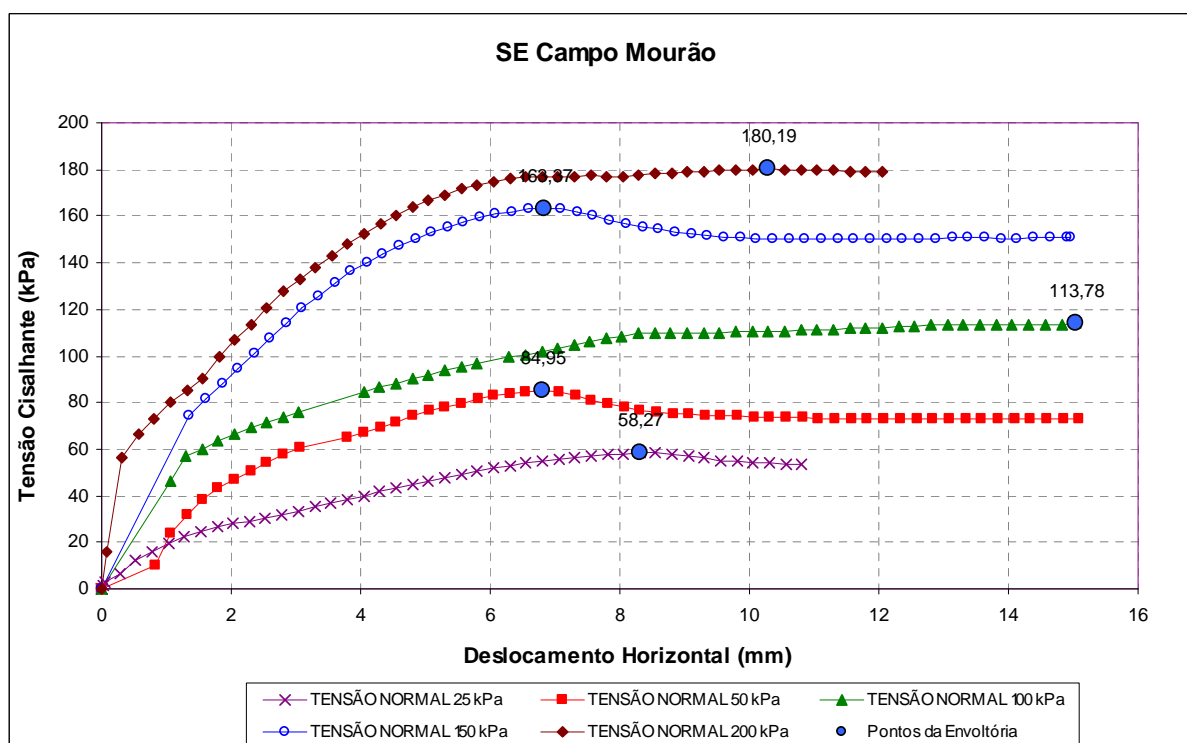


GRÁFICO 82 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE CAMPO MOURÃO.



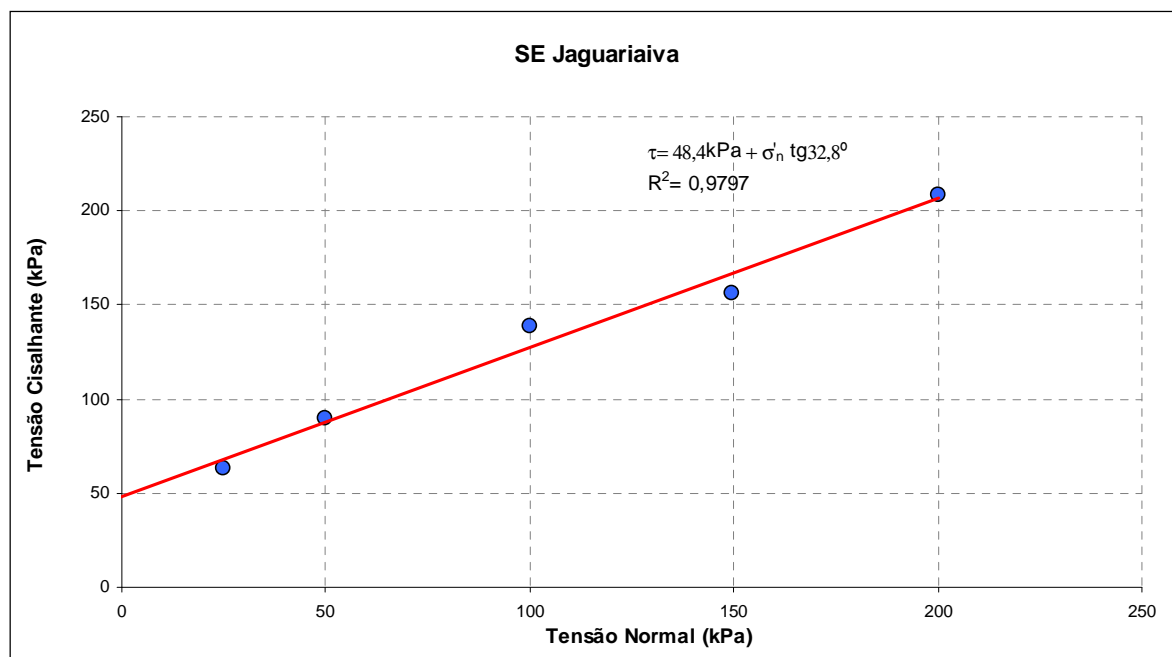


GRÁFICO 83 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE JAGUARIAIVA.

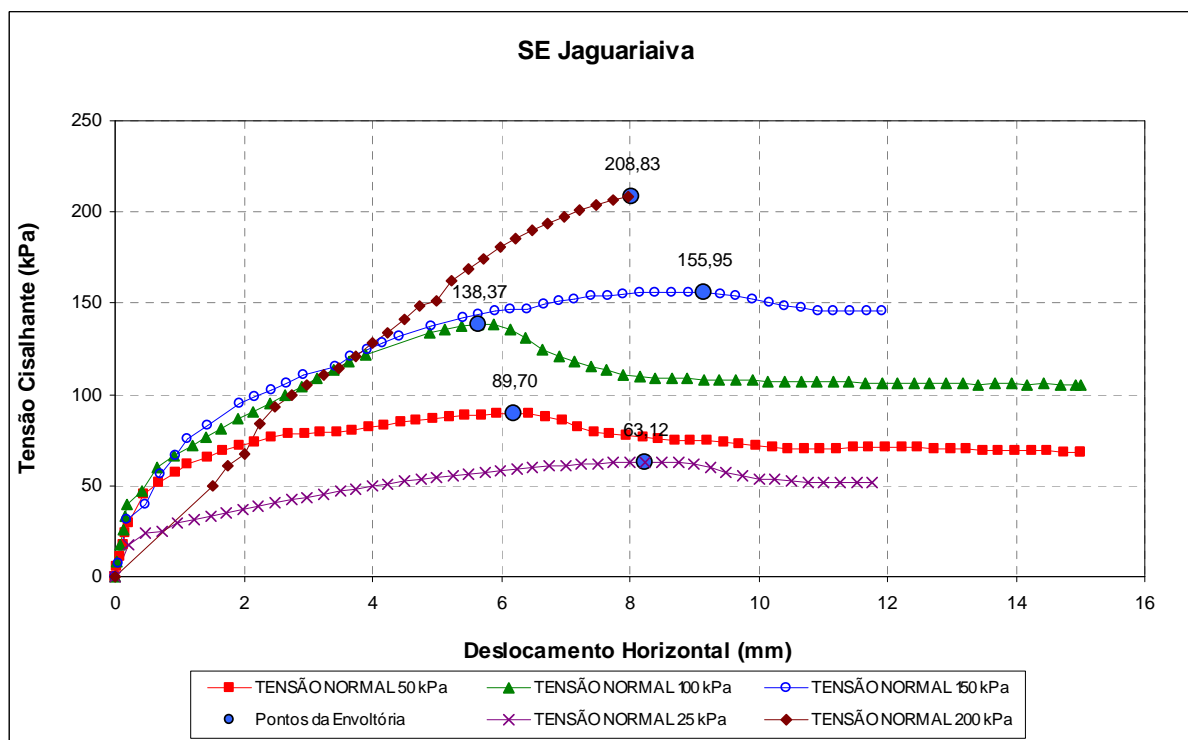


GRÁFICO 84 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE JAGUARIAIVA.

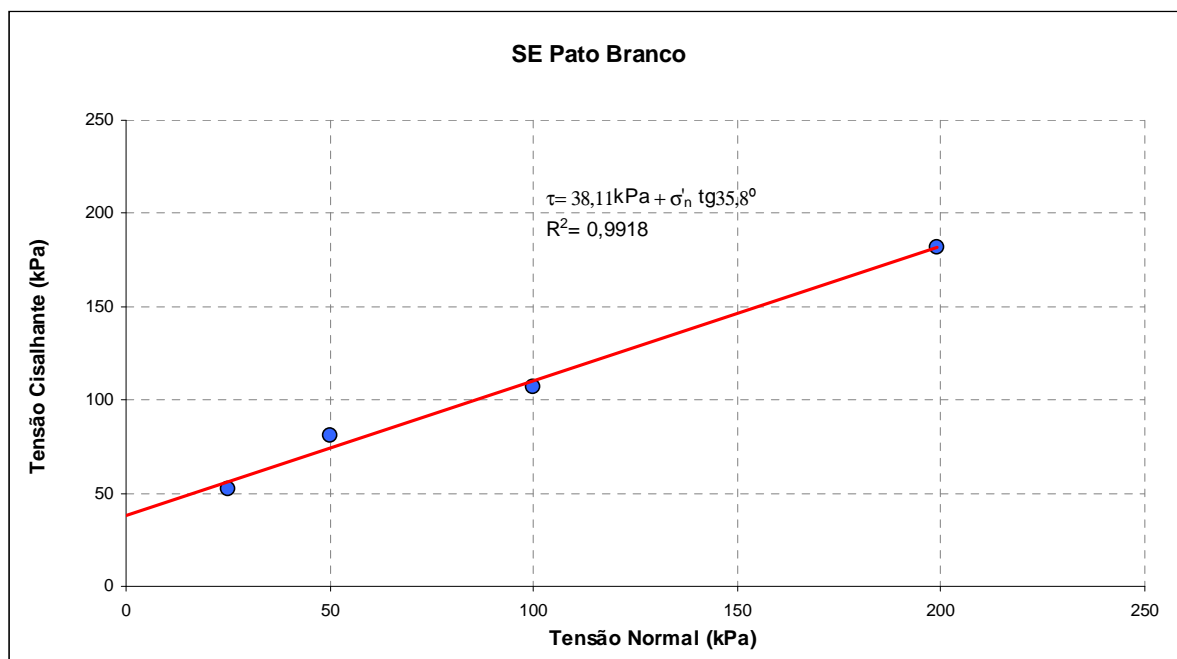


GRÁFICO 85 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE PATO BRANCO.

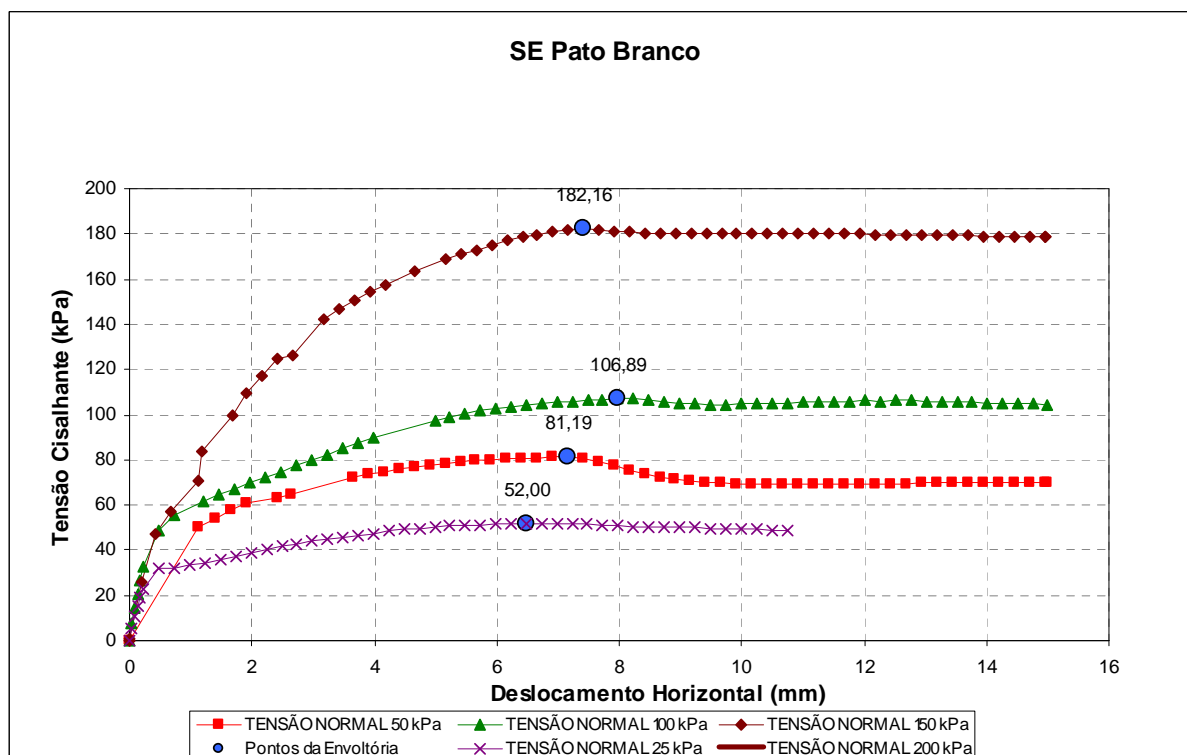


GRÁFICO 86 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE PATO BRANCO.

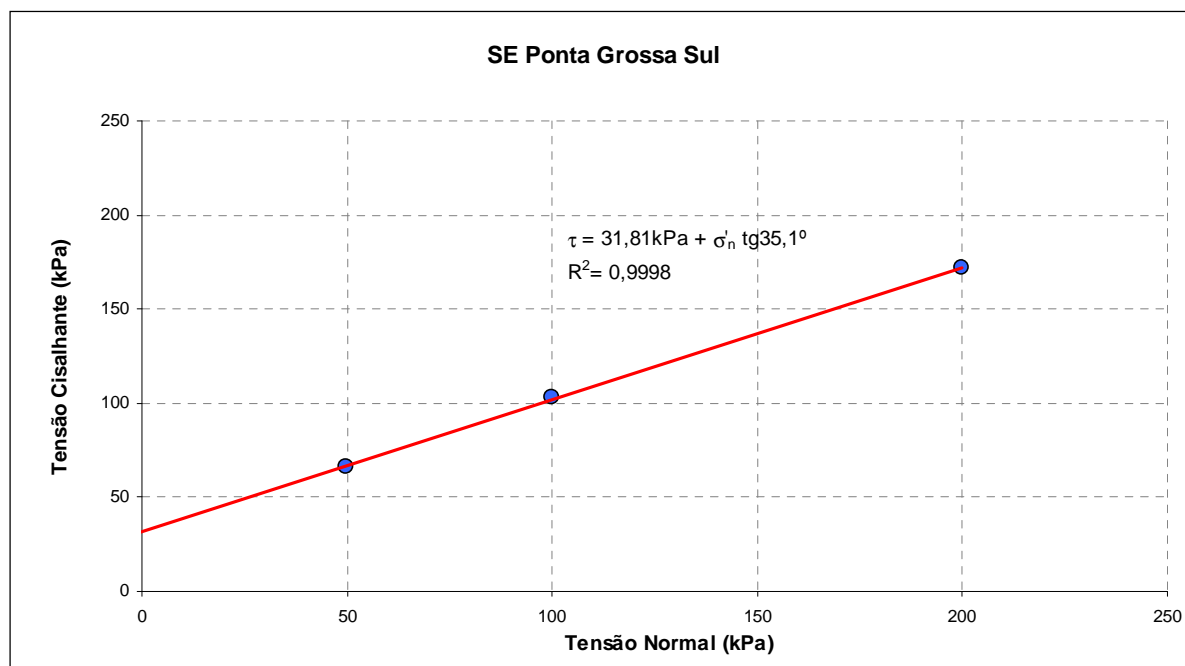


GRÁFICO 87 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE PONTA GROSSA SUL.

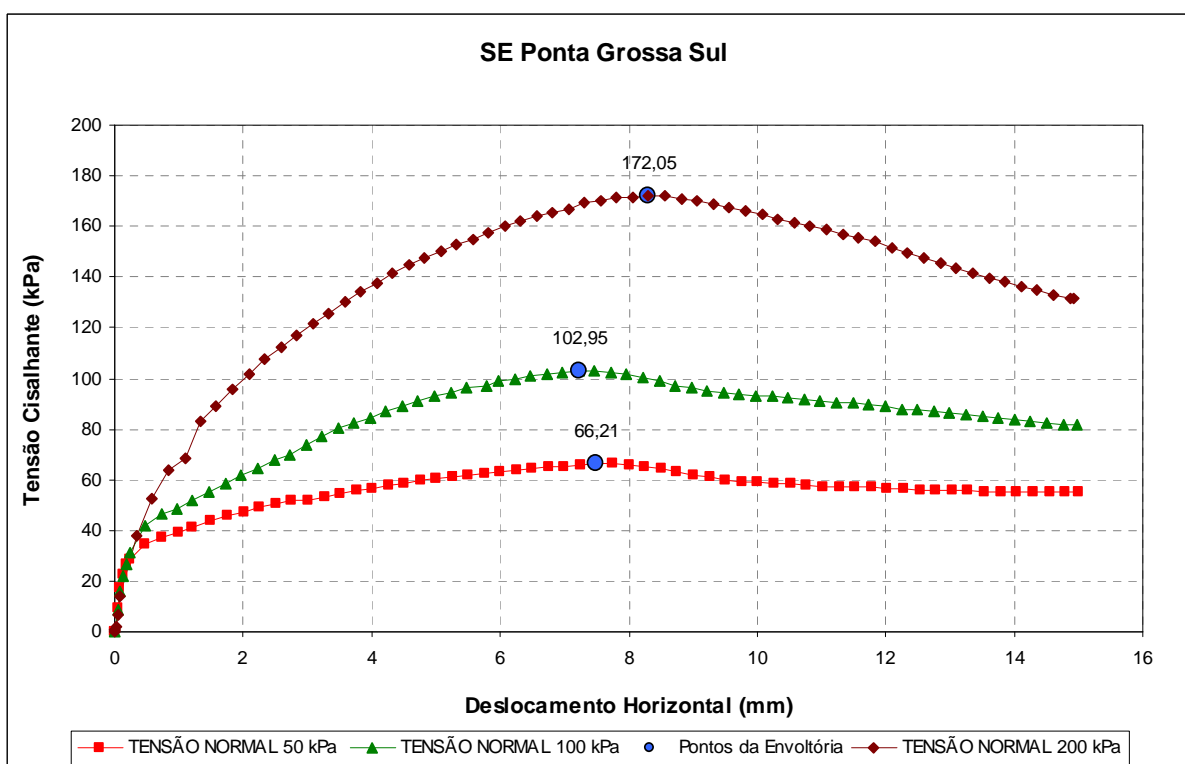


GRÁFICO 88 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE PONTA GROSSA SUL.

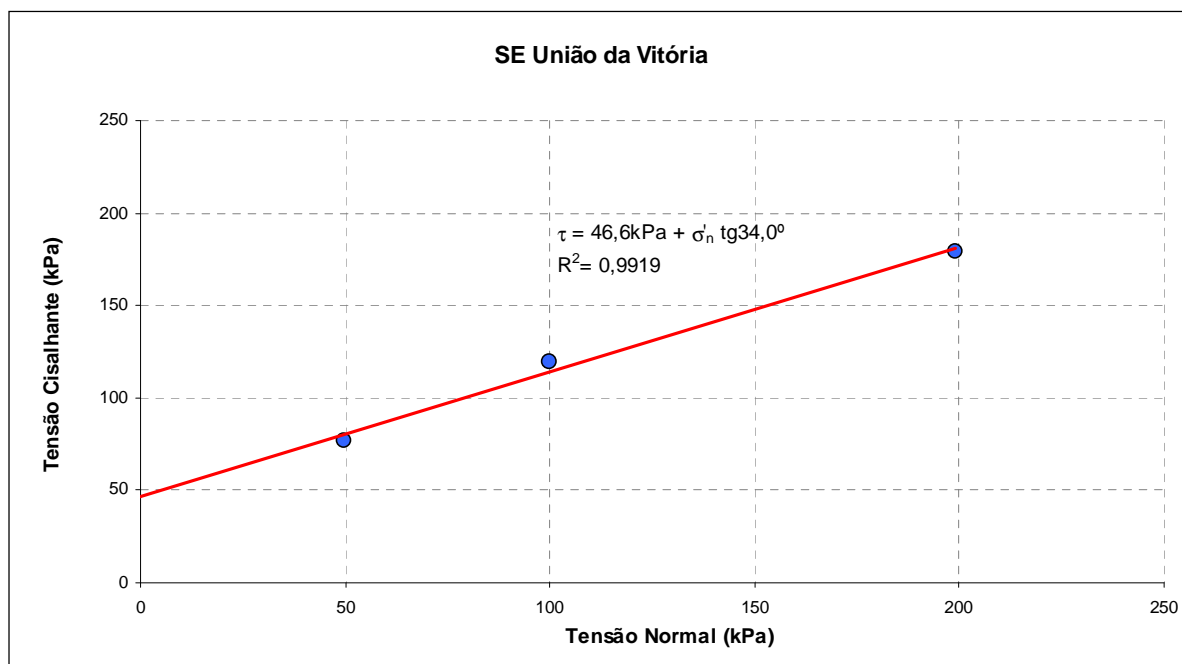


GRÁFICO 89 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE UNIÃO DA VITÓRIA.

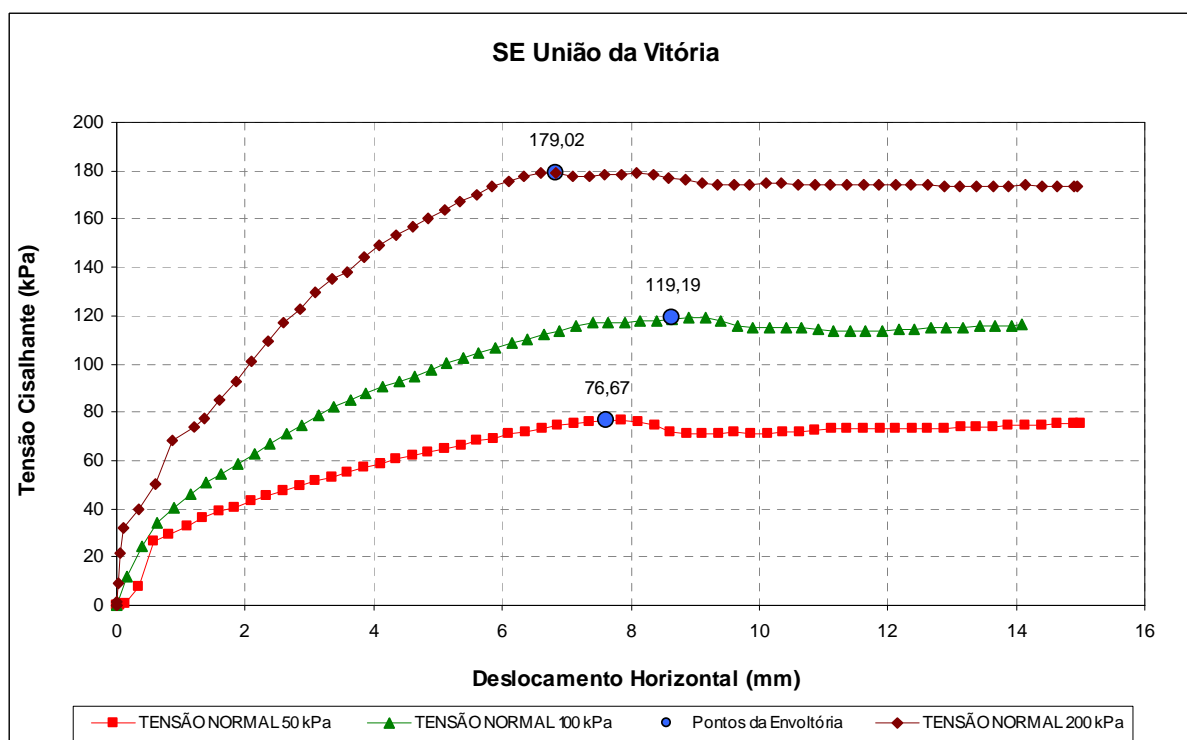


GRÁFICO 90 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE UNIÃO DA VITÓRIA.

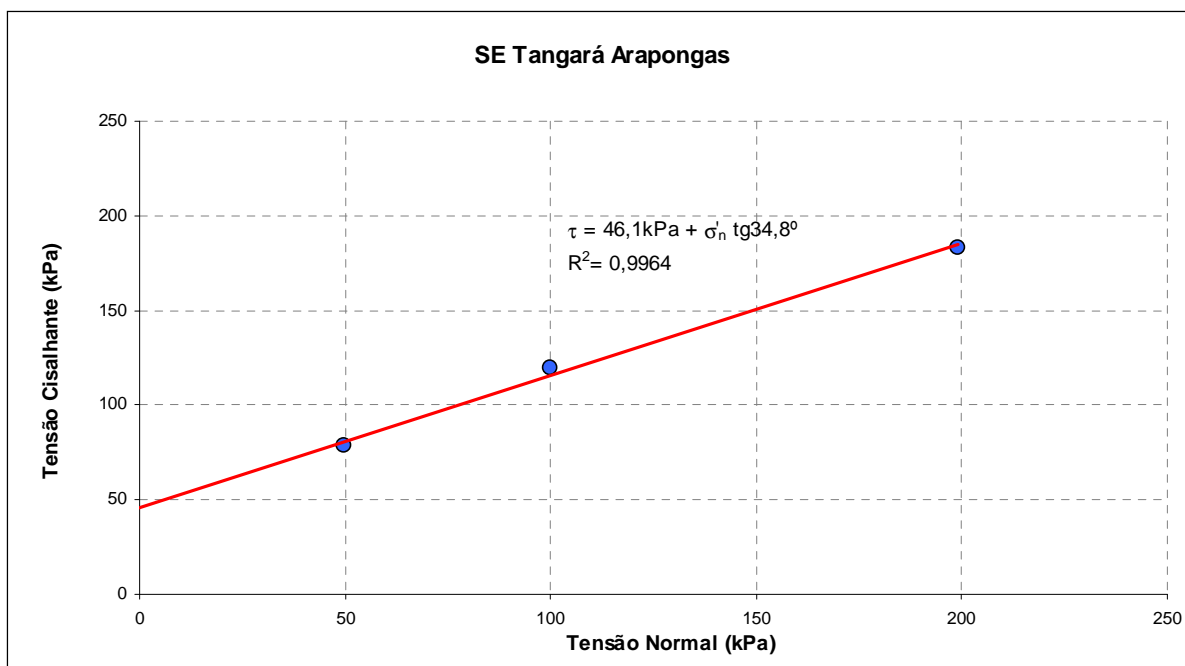


GRÁFICO 91 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE TANGARÁ ARAPONGAS.

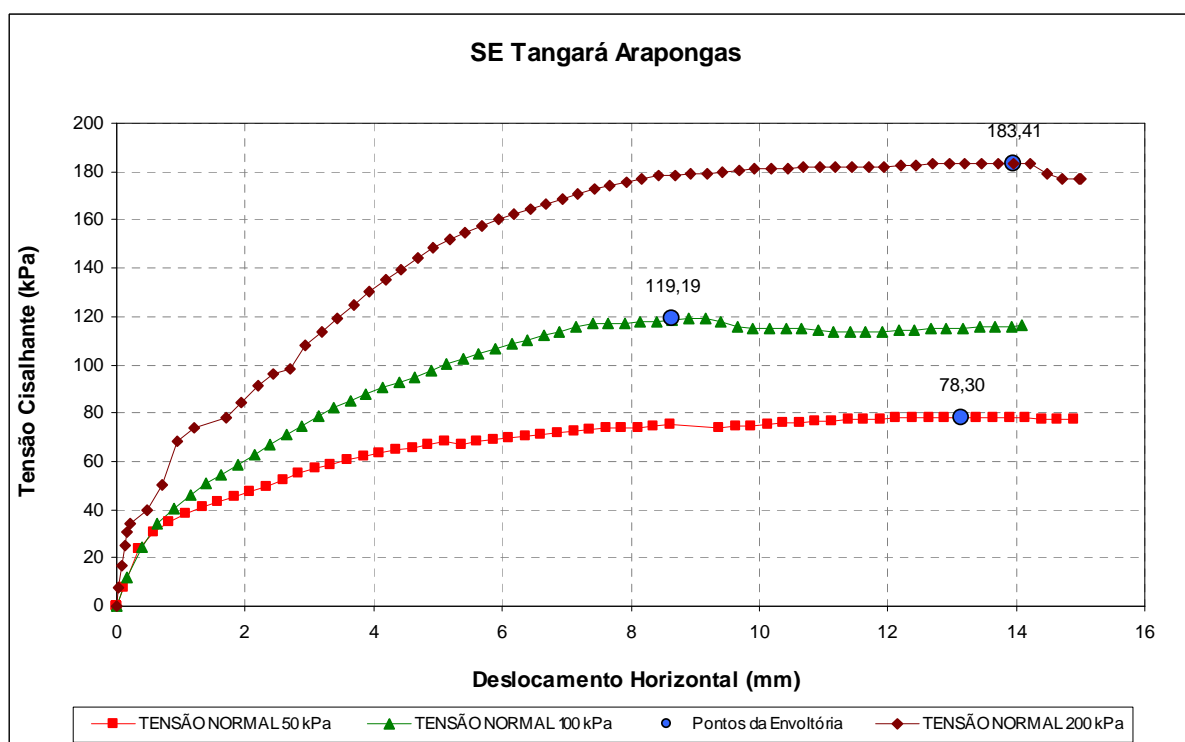


GRÁFICO 92 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE TANGARÁ ARAPONGAS.

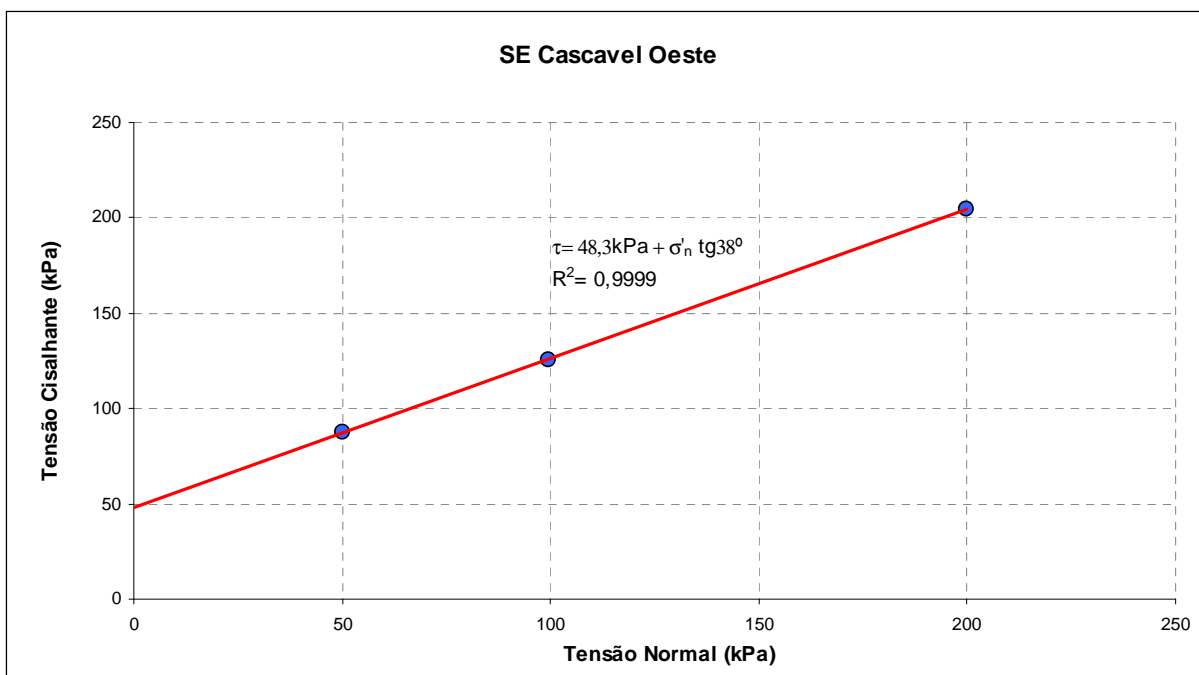


GRÁFICO 93 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE CASCAVEL OESTE.

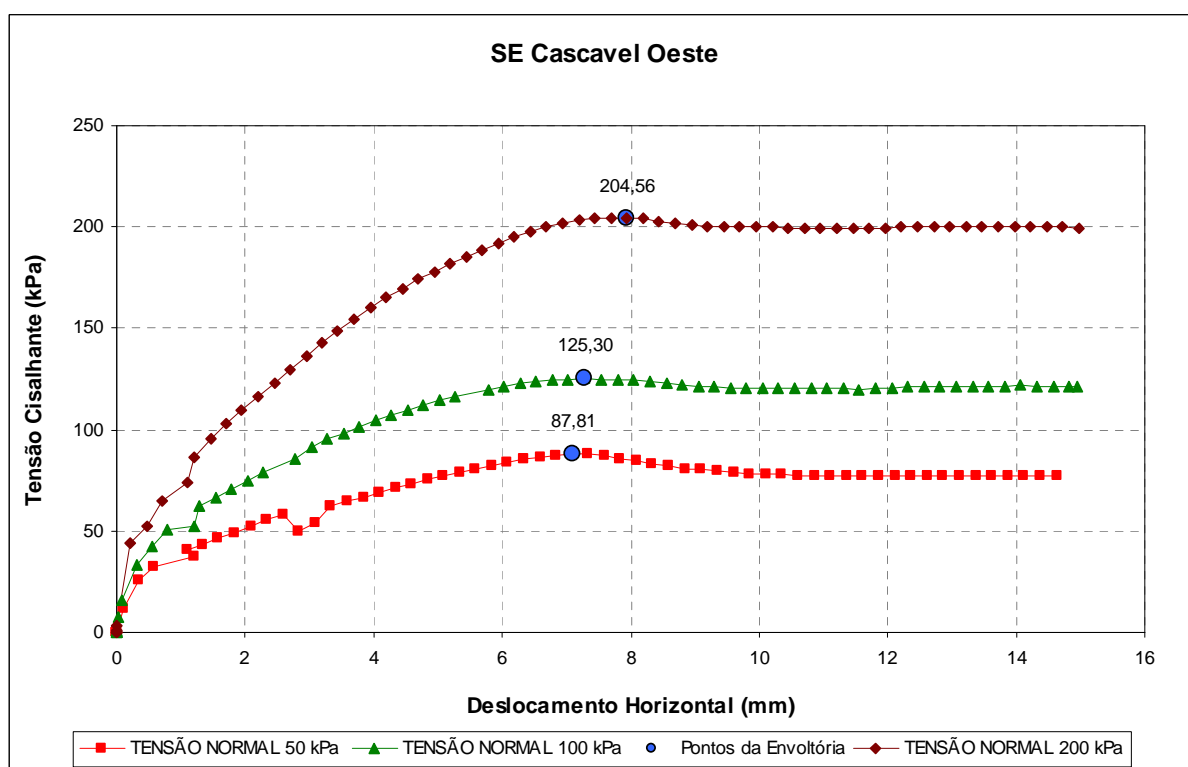


GRÁFICO 94 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE CASCAVEL OESTE.

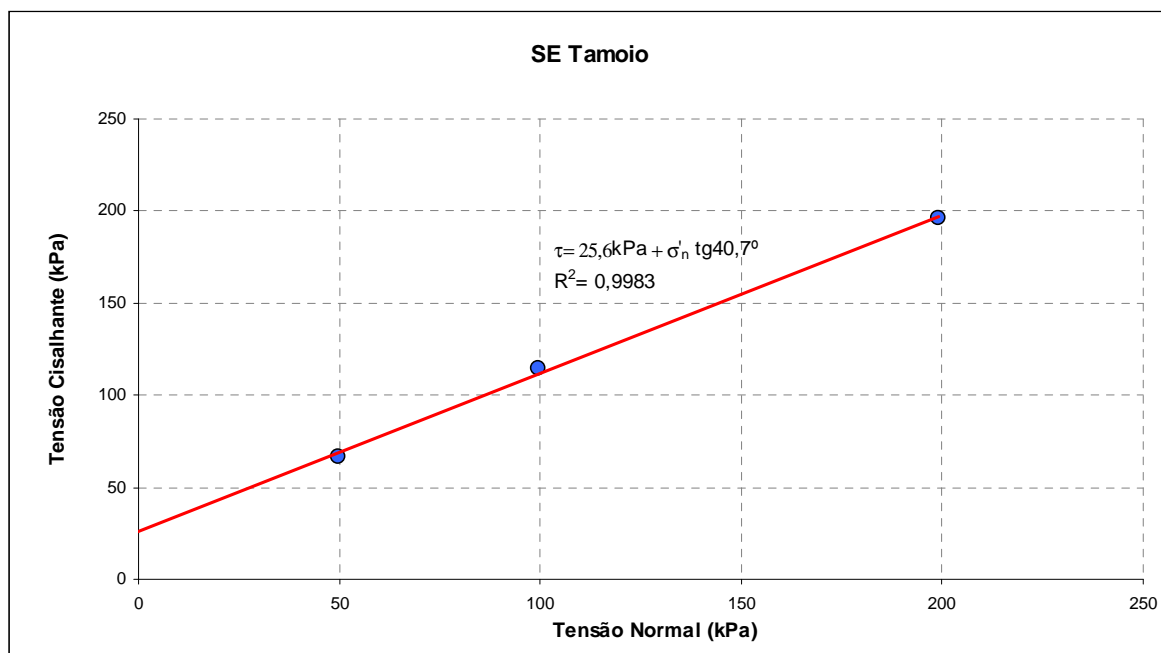


GRÁFICO 95 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE TAMOIO.

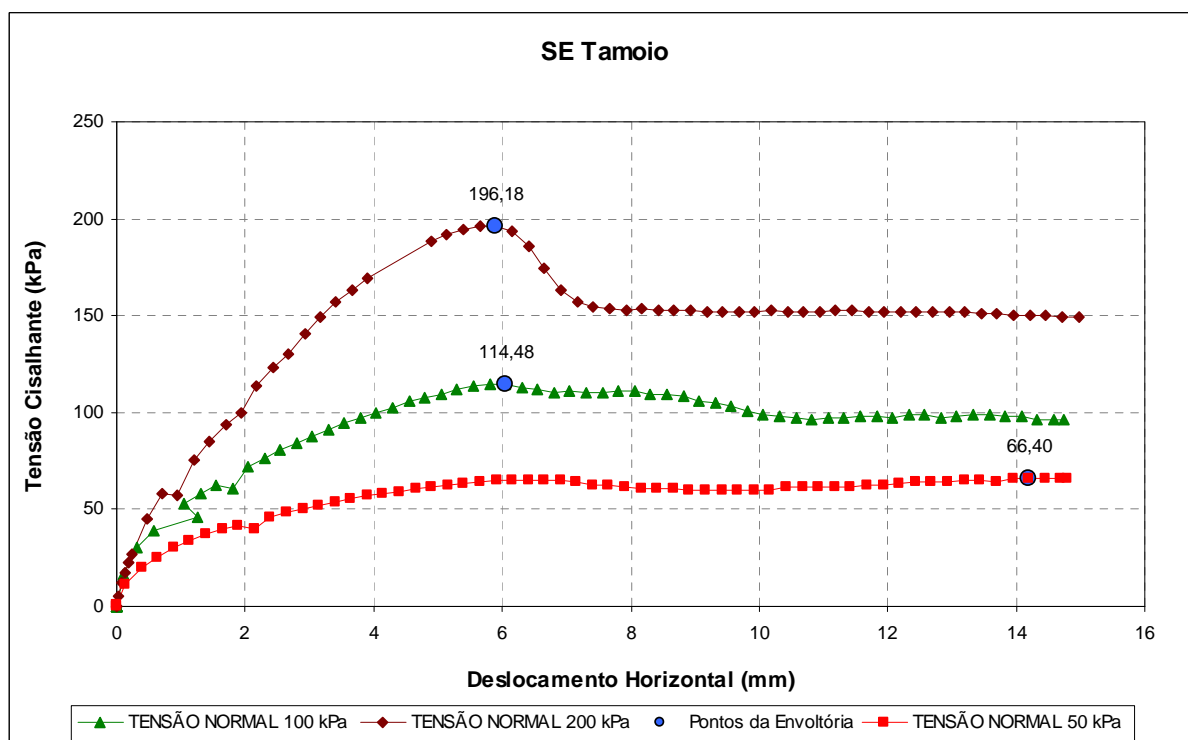


GRÁFICO 96 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE TAMOIO.

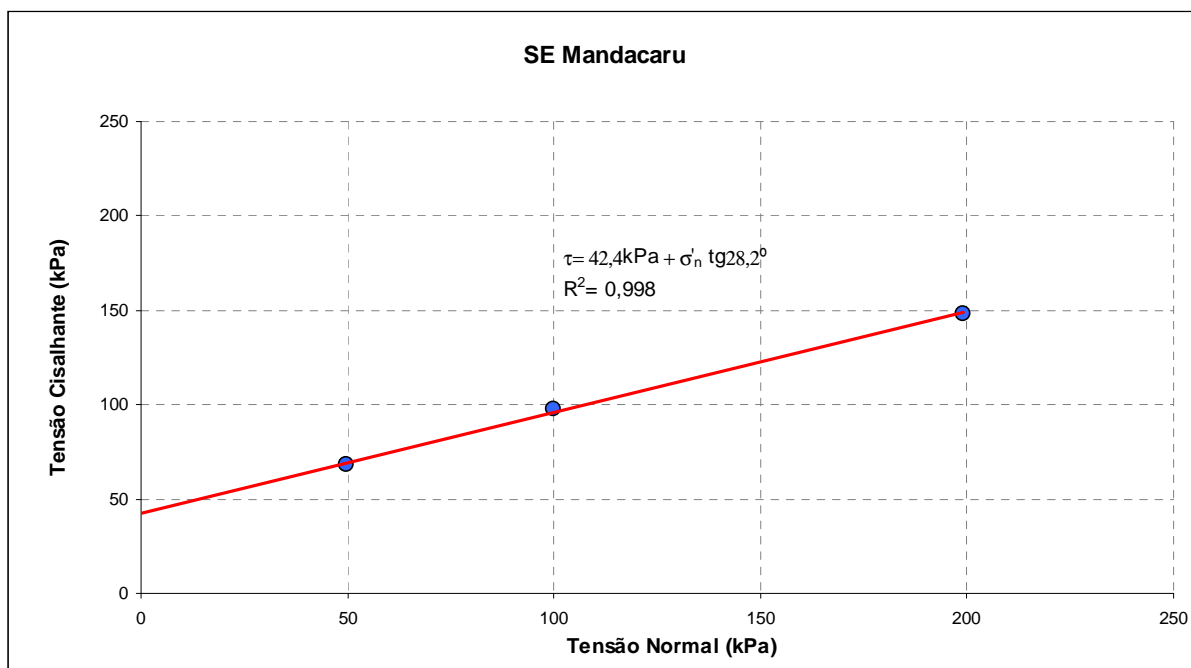


GRÁFICO 97 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA - SE MANDACARU.

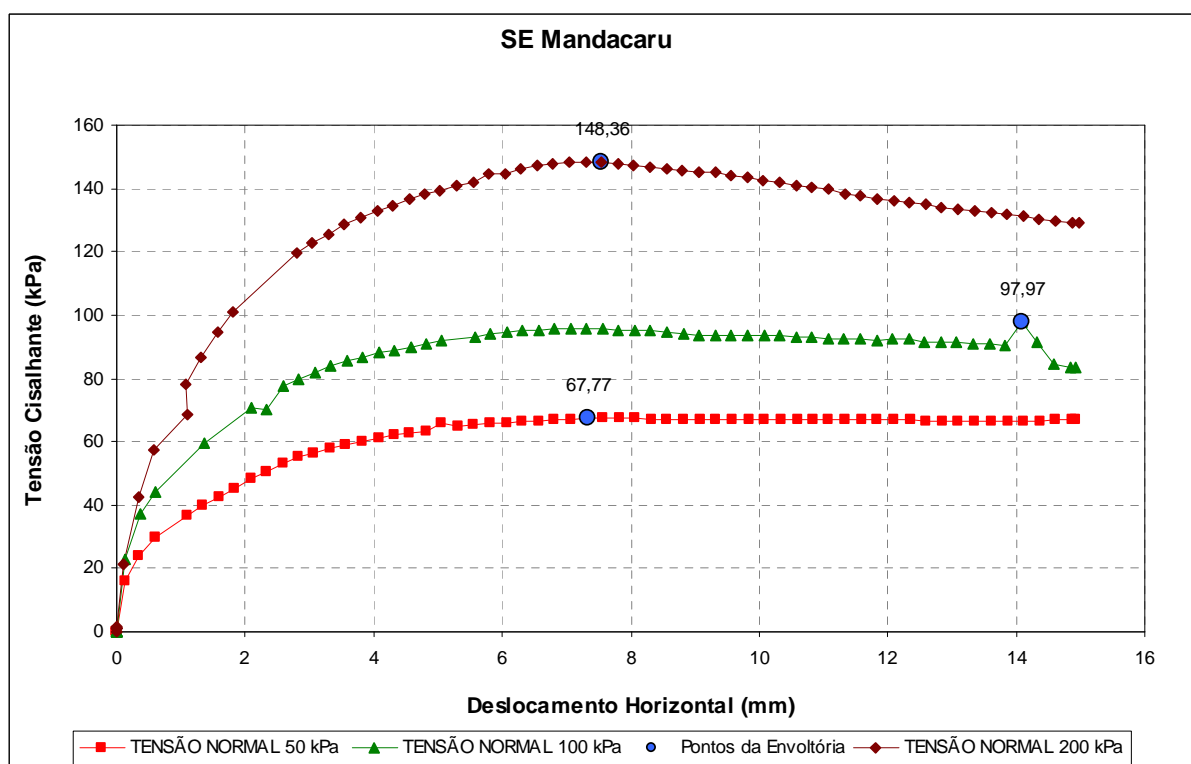


GRÁFICO 98 – TENSÃO X DESLOCAMENTO - SE MANDACARU.



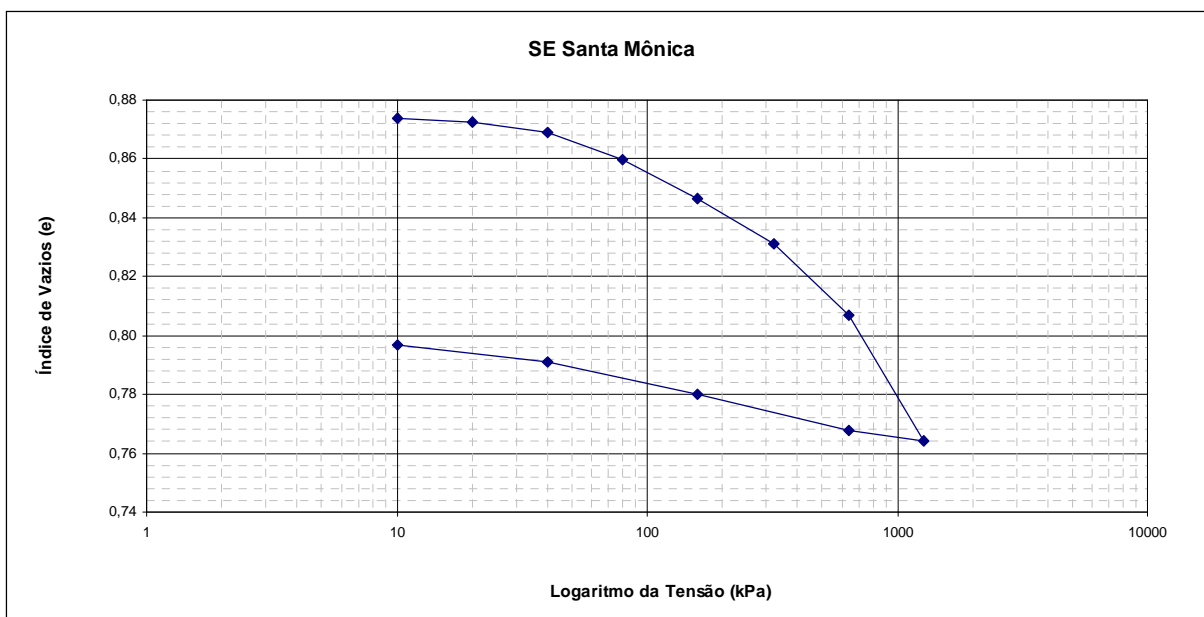


GRÁFICO 99 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE SANTA MÔNICA.

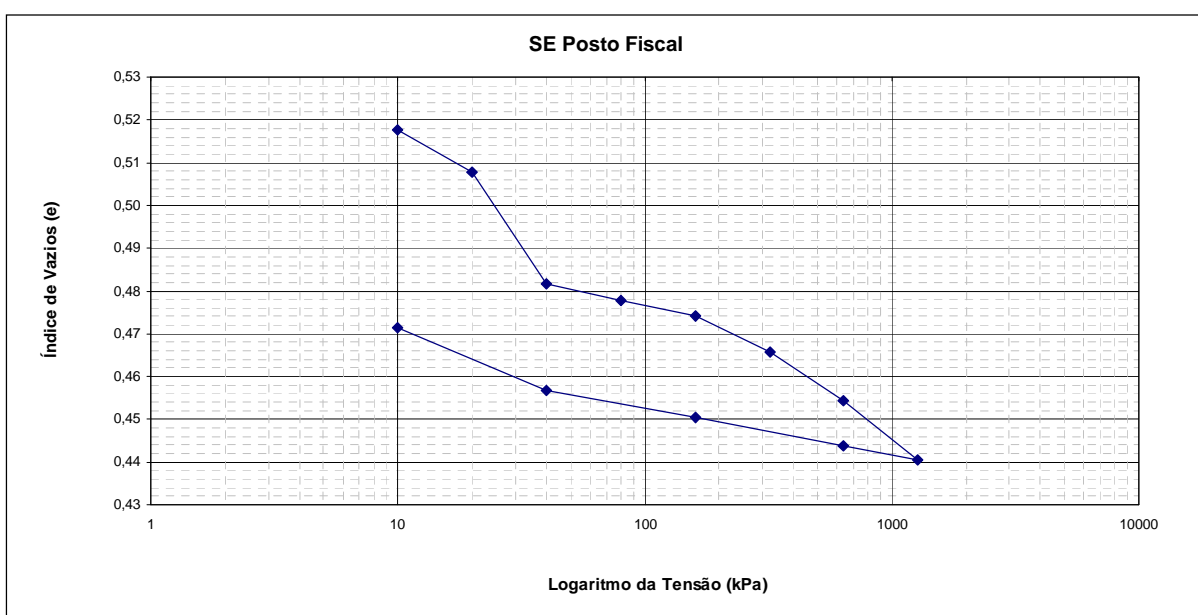


GRÁFICO 100 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE POSTO FISCAL.

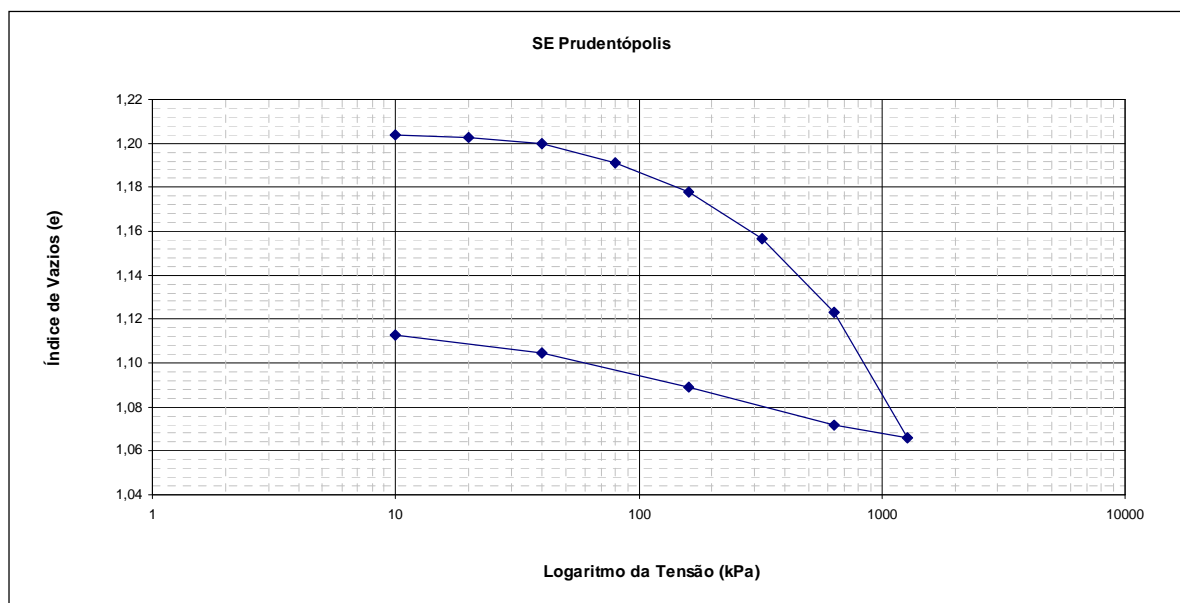


GRÁFICO 101 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE PRUDENTÓPOLIS.

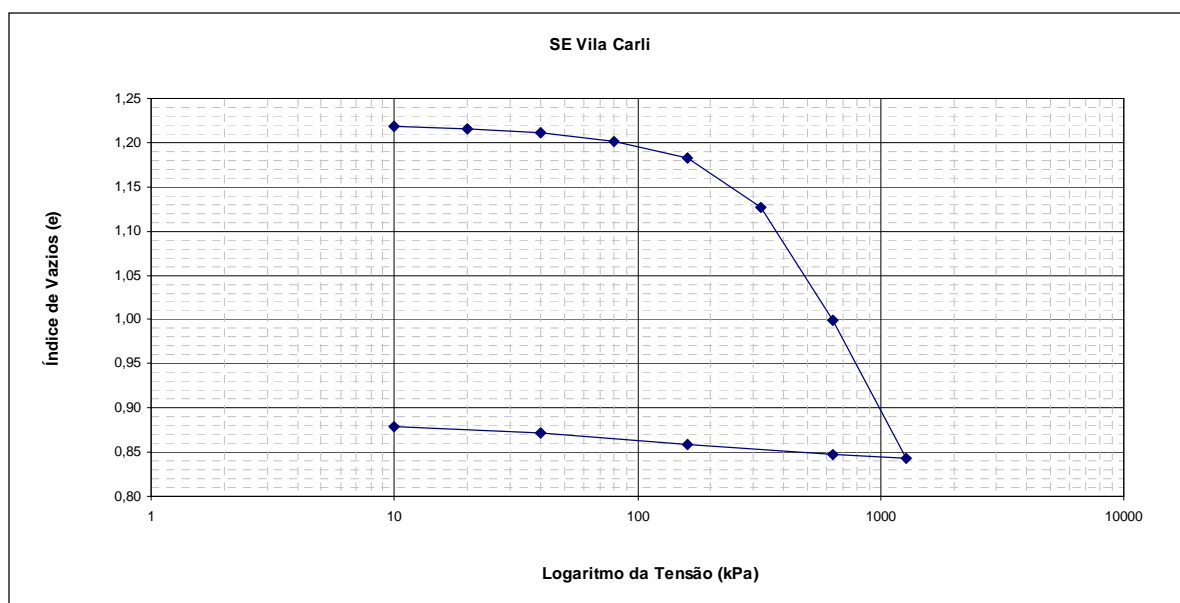


GRÁFICO 102 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE CARLI.

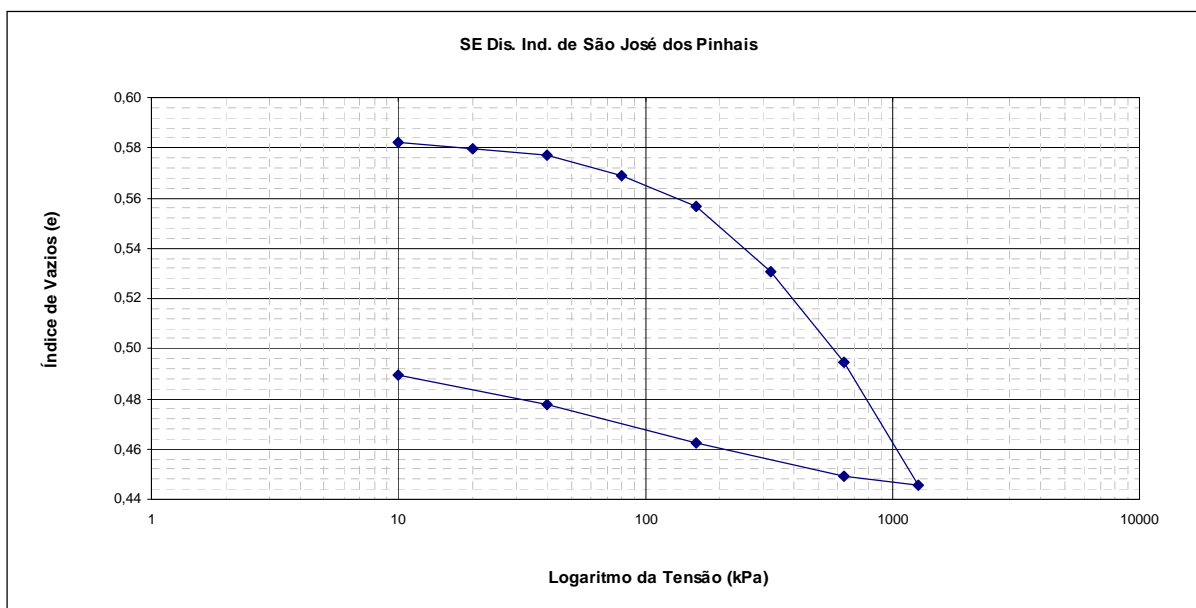


GRÁFICO 103 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE DIST. IND. DE SÃO JOSÉ DOS PINHAIS.

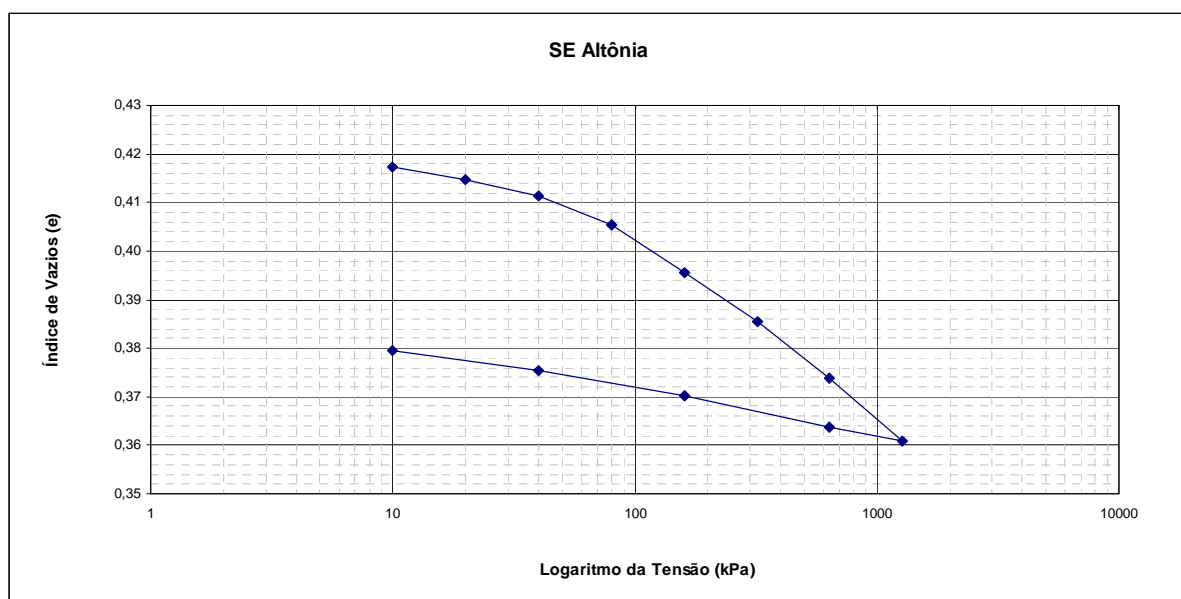


GRÁFICO 104 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE ALTÔNIA.

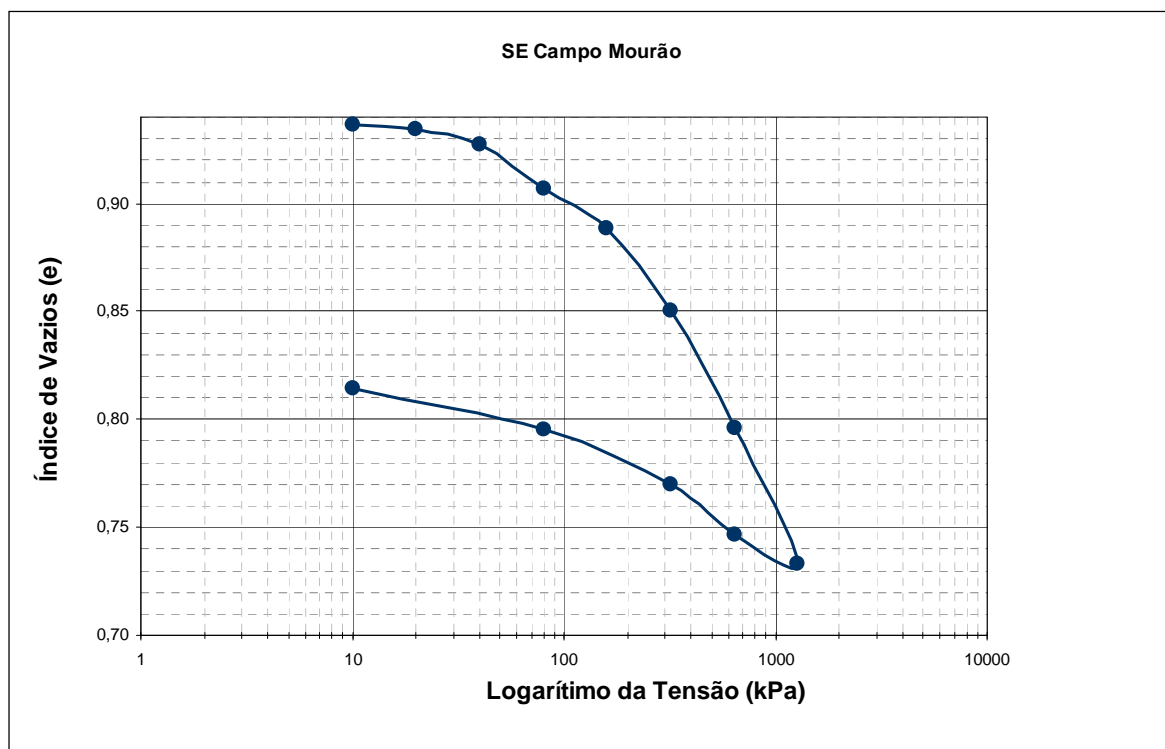


GRÁFICO 105 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE CAMPO MOURÃO.

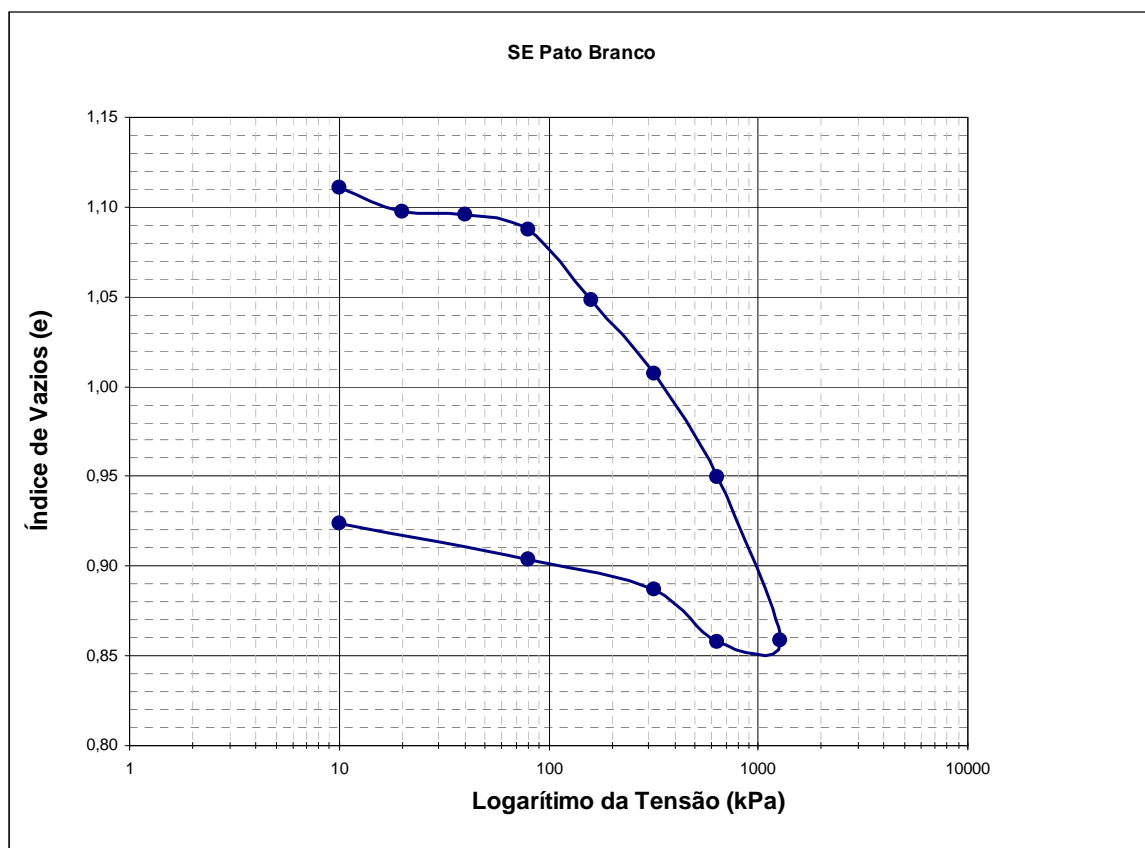


GRÁFICO 106 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE PATO BRANCO.

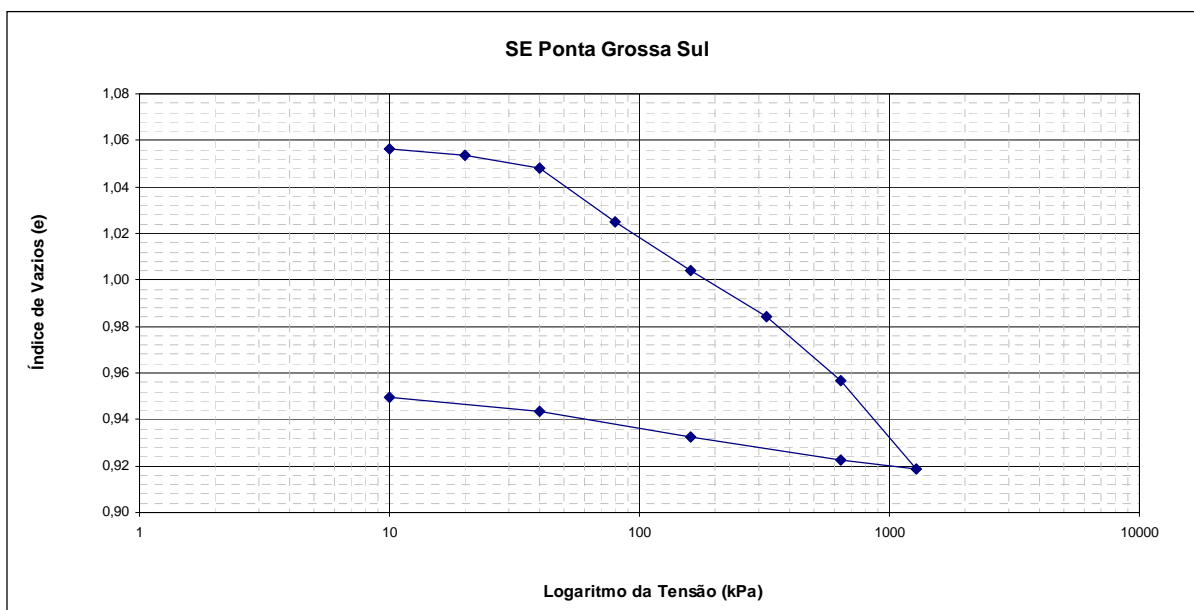


GRÁFICO 107 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE PONTA GROSSA SUL.

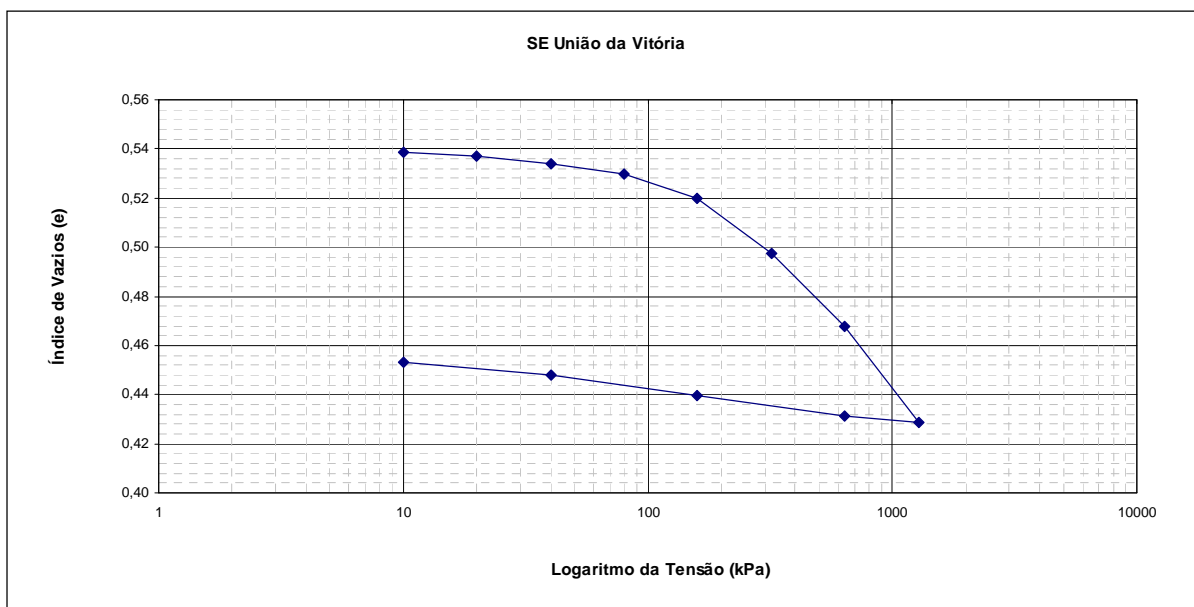


GRÁFICO 108 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE UNIÃO DA VITÓRIA.

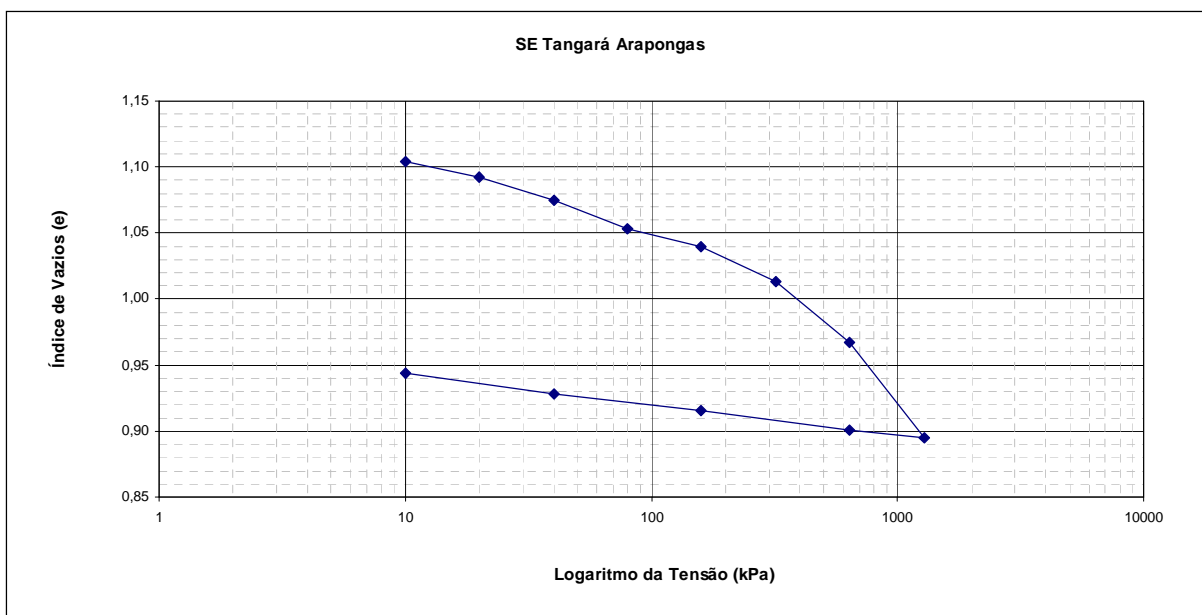


GRÁFICO 109 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE TANGARÁ ARAPONGAS.

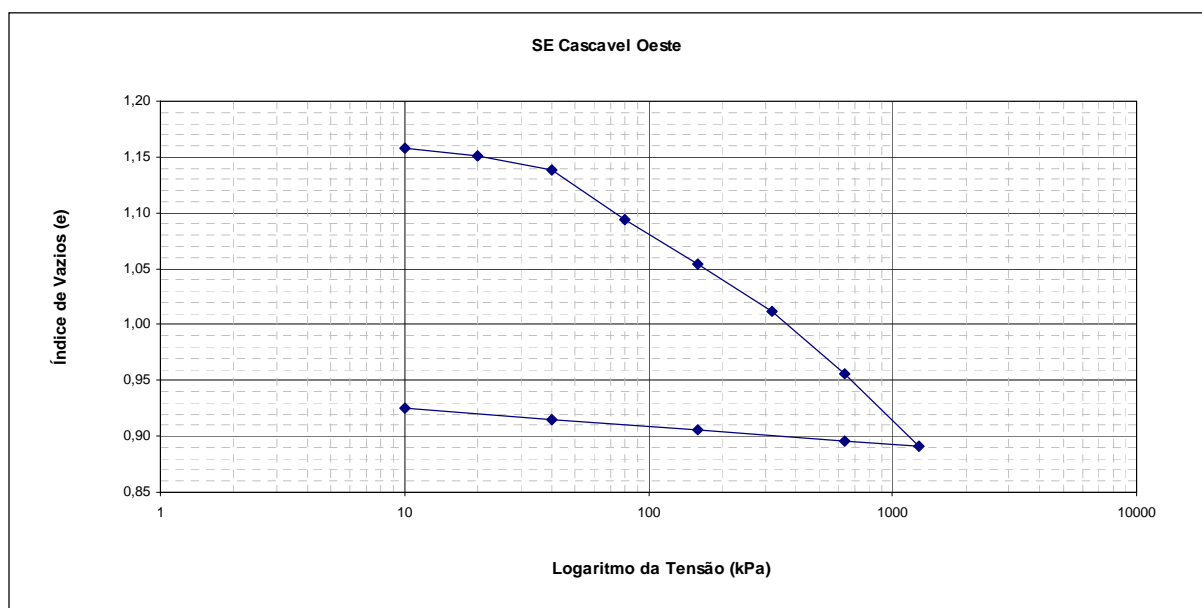


GRÁFICO 110 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE CASCATEL OESTE.

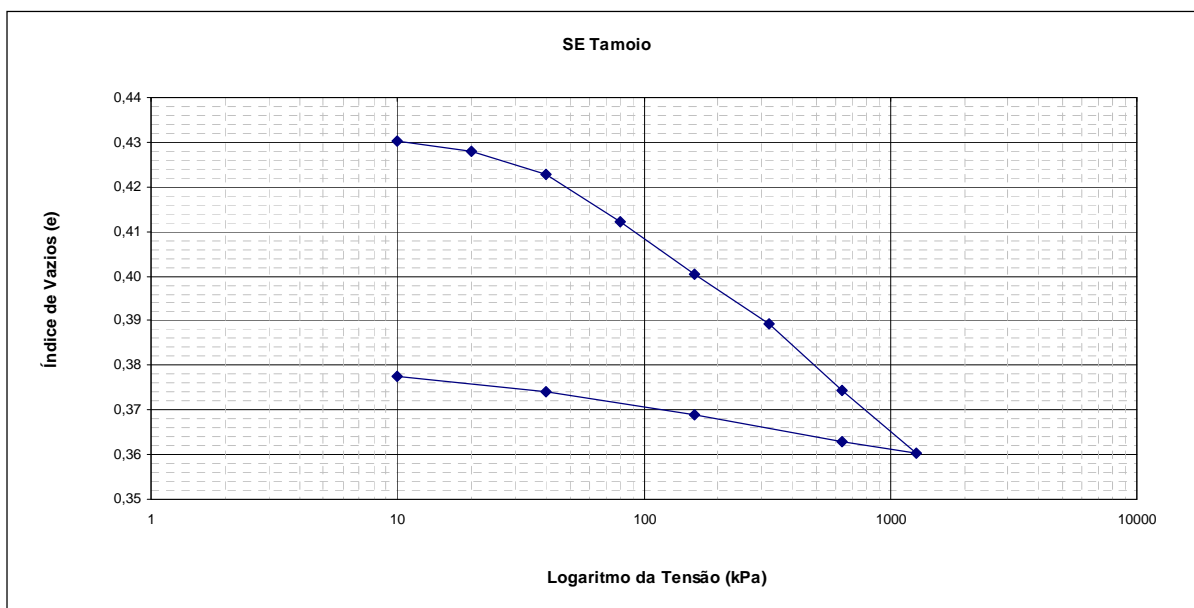


GRÁFICO 111 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO VERTICAL EFETIVA - SE TAMOIO.

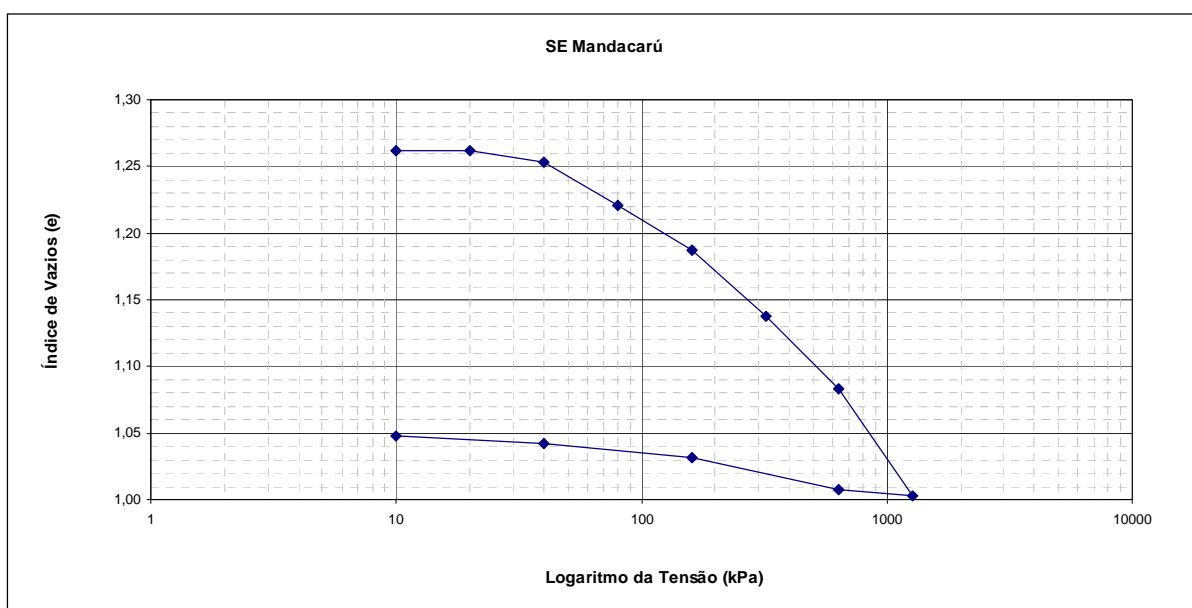




GRÁFICO 112 – CURVA ÍNDICE DE VAZIOS x LOG TENSÃO EFETIVA - SE MANDACARU.

## APENDICE C – INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRAS DE SOLO DEFORMADO


 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 1/10

**INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRAS DE SOLO DEFORMADO**



Elaborado por: <b>Ida Agner de Faria Milléo</b> CREA PR-85266/D	Verificado por: <b>Marcelo Buras</b> CREA PR 108484/D	Aprovado por: <b>Jazon Vieira da Rocha Junior</b> CREA PR-13835/D
ELABORADOR	VERIFICADOR	APROVADOR



 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão:	<b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data:	12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas:	2/10

**SUMÁRIO**

SUMÁRIO ..... 2

1. OBJETIVO ..... 3

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES ..... 3

3. DEFINIÇÕES..... 3

    3.1. POÇO ..... 3

    3.2. AMOSTRA DEFORMADA ..... 3

4. INSTRUÇÕES DE COLETA ..... 3


    4.1. APARELHAGEM..... 3

    4.2. PROCEDIMENTO PARA ESCAVAÇÃO DO POÇO ..... 4


    4.3. PROCEDIMENTO PARA RETIRADA DE AMOSTRA DEFORMADA ..... 6

5. RELATÓRIO DE CAMPO ..... 7

6. ANEXOS ..... 10



INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 3/10

**1. OBJETIVO**

Este documento fixa condições exigidas pela norma NBR 9604 referente a procedimentos básicos na abertura de poço e trincheira bem como critérios de retirada de amostra deformada de solo de modo a garantir a representatividade do material.

**2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES**

Para montagem deste documento, foi consultada a seguinte norma:

NBR 9604 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.

**3. DEFINIÇÕES**

Para os efeitos de aplicação desta instrução para coleta de amostra deformada de solo, serão adotadas as seguintes definições:

**3.1. POÇO**

Escavação vertical de seção circular ou quadrada, quando projetada em um plano horizontal, com dimensões mínimas suficientes para permitir acesso de um observador, visando retirada representativa de amostras deformadas de solo.

**3.2. AMOSTRA DEFORMADA**


Amostra deformada de solo é aquela em que há destruição de estrutura na operação de coleta, embora mantidas as dimensões e proporções de seus constituintes.

**4. INSTRUÇÕES DE COLETA**

**4.1. APARELHAGEM**

EMPREENDIMENTOS  
 9001  
 DE TRANSMISSÃO

INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 4/10

A aparelhagem padrão compõe-se dos seguintes elementos principais:

- Trado;
- Enxada;
- Picareta;
- Pá;
- Balde;
- Carrinho-de-mão;
- Saco plástico, lona ou de ráfia;
- Etiquetas para identificação;
- Trena.

Antes da coleta, providenciar limpeza e descontaminação dos equipamentos.


#### 4.2. PROCEDIMENTO PARA ESCAVAÇÃO DO POÇO

Executar limpeza superficial do terreno, removendo os primeiros 8 a 15 cm da superfície do solo para eliminar camada vegetal, em área delimitada por um quadrado de 4,0m de lado e executar um sulco para drenagem, a fim de se evitar a entrada de água no poço. Nesta área, locar de forma centralizada o poço de escavação para retirada de amostra deformada. A seção transversal mínima do poço deve ser de 1,0m de lado no caso do poço quadrado ou 1,2m de diâmetro no caso de poço circular, na área disponível previamente limpa.

No caso de escavação de poço próximo a edificação ou em áreas urbanas, deve ser mantido ao redor do poço um isolamento adequado com sinalização de advertência de modo a evitar acidentes.

A escavação, executada com picareta, enxada, pá e/ou processo mecânico, deve

**INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA**

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 5/10

prosseguir normalmente até atingir uma profundidade máxima de 1,5m.

O controle da profundidade do poço é feito através de medida direta entre o fundo do poço e um ponto predeterminado na superfície natural do terreno.

Ao se atingir o nível d'água antes da profundidade prevista, pode-se rebaixar o lençol freático executando um furo a trado ao lado do poço e esgotando-se a água através de bomba ou manualmente. Caso o volume de água seja intenso, interrompe-se a escavação e outro local deve ser escolhido.

O poço é considerado concluído nos seguintes casos:


- Quando atingir a profundidade prevista pela programação dos trabalhos;
- Quando houver insegurança referente à estabilidade do terreno impedindo a continuidade do trabalho;
- Quando ocorrer infiltração acentuada de água que torne pouco produtiva a escavação e não for imprescindível sua continuidade;
- Quando ocorrer no fundo do poço material não escavável por processos manuais.

Fotografar as cavas de maneira que se possa identificar sua estratigrafia.


No final de cada jornada de trabalho, após a conclusão dos serviços, o poço deve ser totalmente preenchido com solo.

Para efeito de identificação, no local do poço deve ser cravada uma tabuleta contendo, no mínimo, os seguintes dados:

- Número do poço;
- Profundidade;
- Cota da boca;



**INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA**

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 6/10

- Data de término.

No caso de escavação manual, a retirada do material pode ser feita com o auxílio de balde e carrinho-de-mão, quando possível. Informações referentes a procedimentos para retirada de amostra estão descritas no item 4.3 deste documento.

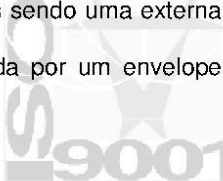
**4.3. PROCEDIMENTO PARA RETIRADA DE AMOSTRA DEFORMADA**

As amostras deformadas devem ser coletadas quando em material homogêneo. Se ocorrer mudança do tipo de material escavado, a amostra não deve ser coletada misturando os dois tipos de material. Nesse caso, entrar em contato com o coordenador do projeto para orientações. Enviar fotos do interior da cava e informar as espessuras de cada camada de modo a identificar a mudança de material.


A quantidade de amostra necessária para cada tipo de solo é de 60 kg. As amostras devem ser coletadas e acondicionadas em sacos de ráfia ou plástico resistente. Para a determinação da umidade natural, deverão ser coletadas 200g de material e acondicionado em saco plástico hermeticamente fechado. Recomenda-se o uso de dois sacos plásticos: um primeiro com o material coletado e devidamente lacrado e um segundo, igualmente lacrado, para garantir por mais tempo a umidade natural da amostra coletada. Estas amostras devem ser enviadas ao laboratório no período de no máximo cinco dias.

A identificação das amostras deve ser feita por duas etiquetas sendo uma externa e outra interna ao saco de amostragem, sendo essa última protegida por um envelope plástico, onde devem constar:

- Nome da obra;
- Nome do local;

EMPREENDIMENTOS  
  
 DE TRANSMISSÃO

**INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA**

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 7/10

- Número do poço;
- Intervalo de profundidade;
- Data da coleta;
- Nome do responsável pela coleta.

As anotações nas etiquetas devem ser feitas com caneta esferográfica ou tinta indelével.

Os sacos contendo as amostras devem permanecer à sombra, em local ventilado, até a ocasião de seu transporte para o laboratório.

Segue modelo de etiqueta para amostra (Figura 1).

## LAME

LABORATÓRIO DE  
MATERIAIS E ESTRUTURAS

---

Nome da Obra: \_\_\_\_\_

Local: \_\_\_\_\_

Número do poço: \_\_\_\_\_

Profundidade da coleta: \_\_\_\_\_

Responsável pela coleta: \_\_\_\_\_

Data de Coleta: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_


Observação: \_\_\_\_\_

**Figura 1 – Modelo de etiqueta para amostra.**

**5. RELATÓRIO DE CAMPO**

INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA



 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 8/10

Nas folhas de anotações de campo devem ser registrados:

- Nome da obra;
- Identificação e localização do poço;
- Dimensões do poço;
- Período de execução da escavação (data de início e término de cada escavação);
- Descrição e profundidade da amostra coletada;
- Medida do nível d'água com data, hora e profundidade da escavação, por ocasião da medida, caso a amostra seja coletada com o rebaixamento do lençol;
- Equipamento utilizado na escavação do poço;
- Motivo de paralisação se for o caso.
- Outras observações e comentários, se julgar importantes;
- Referências aos desenhos constantes do relatório.


Anexos aos relatórios devem constar desenho contendo uma planta do local da obra com a localização da escavação, cotada e amarrada a elementos fixos e bem definidos no terreno.

Os relatórios de campo devem ser numerados, datados e assinados pelo responsável pela coleta.


É prevista a participação de duas pessoas no procedimento de amostragem alternando as atividades entre a coleta, limpeza do equipamento e manejo dos resíduos gerados.

Devido à quantidade de ensaios e o tempo disponível para a sua realização, serão

**INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA**


 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 9/10

analisadas amostras de um único ponto de amostragem de cada local escolhido por tipo de solo.



INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA




 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO</b> <b>SOT</b>	Revisão: <b>R01</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0027/10</b>	Total de Folhas: 10/10

**6. ANEXOS**



Anexo I – Relatório de campo


Anexo II – Modelo de etiqueta para amostra



INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA

**APENDICE D – PROCEDIMENTO PARA COLETA DE AMOSTRA INDEFORMADA  
E EXECUÇÃO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA EM ATERROS  
COMPACTADOS – LOCAL: SUBESTAÇÃO ENERGIZADA**


 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 1/12
<p><b>PROCEDIMENTO PARA COLETA DE AMOSTRA INDEFORMADA E EXECUÇÃO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA EM ATERROS COMPACTADOS – LOCAL: SUBESTAÇÃO ENERGIZADA</b></p>		
		
Elaborado por: <b>Ida Agner de Faria Milléo</b> CREA PR-85266/D	Verificado por: <b>Marcelo Buras</b> CREA PR 108484/D	Aprovado por: <b>Jazon Vieira da Rocha Junior</b> CREA PR-13835/D
ELABORADOR	VERIFICADOR	APROVADOR

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 2/12


  

<b>SUMÁRIO</b>	
SUMÁRIO .....	2
1. OBJETIVO .....	3
2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES .....	3
3. DEFINIÇÕES .....	3
3.1. POÇO .....	3
3.2. AMOSTRA INDEFORMADA .....	3
4. PROCEDIMENTOS PARA COLETA DE AMOSTRA INDEFORMADA .....	3
4.1. APARELHAGEM .....	4
4.2. ESCAVAÇÃO DO POÇO .....	4
4.3. RETIRADA DE AMOSTRA INDEFORMADA .....	7
5. PROCEDIMENTO PARA PROVA DE CARGA SOBRE PLACA .....	9
5.1. APARELHAGEM .....	9
5.2. LOCAÇÃO E INSTALAÇÃO .....	9
5.3. EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA .....	11
5.4. RESULTADOS .....	12



INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA
--

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 3/12

**1. OBJETIVO**

Este documento estabelece procedimentos para abertura de poço em subestações energizadas para retirada de amostra indeformada de solo, bem como a execução de prova de carga sobre placa em aterros compactados de subestações energizadas.

**2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES**

Para montagem deste documento, foi consultada a seguinte norma:

NBR 9604 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.

NBR 6489 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação

**3. DEFINIÇÕES**

Para os efeitos de aplicação desta instrução para coleta de amostra deformada de solo, serão adotadas as seguintes definições:

**3.1. POÇO**

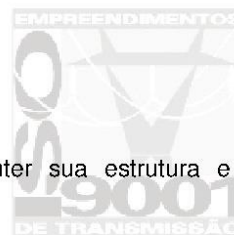
Escavação vertical de seção circular ou quadrada, quando projetada em um plano horizontal, com dimensões mínimas suficientes para permitir acesso de um observador, visando retirada representativa de amostras deformadas de solo.


**3.2. AMOSTRA INDEFORMADA**

Extraída com o mínimo de perturbação, procurando manter sua estrutura e condições de umidade e compacidade ou consistência natural.

**4. PROCEDIMENTOS PARA COLETA DE AMOSTRA INDEFORMADA**

INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA



 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 4/12

**4.1. APARELHAGEM**

A aparelhagem padrão compõe-se dos seguintes elementos principais:


- Enxada;
- Picareta;
- Pá;
- Botijão de gás;
- Fogareiro;
- Parafina;
- Fralda;
- Pínel;
- Serragem;
- Caixa cúbica de madeira;
- Guarda sol;
- Saco plástico;
- Trena;
- Faca;
- Etiquetas para identificação;
- Banco.

Antes da coleta, providenciar limpeza e descontaminação dos equipamentos.

**4.2. ESCAVAÇÃO DO POÇO**

A locação das áreas de trabalho será informada através de desenho específico de cada obra, com ponto de referência fixo em estrutura existente. Para escolha do local, será

INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 5/12


levada em consideração a locação da malha de terra, rede de drenagem e altura mínima para que o bulbo de tensões não ultrapasse a espessura do aterro compactado.

Será executada a limpeza superficial do terreno, removendo a camada de brita de uma área de 7,00 X 4,00 metros, locada de acordo com desenho específico de cada obra.

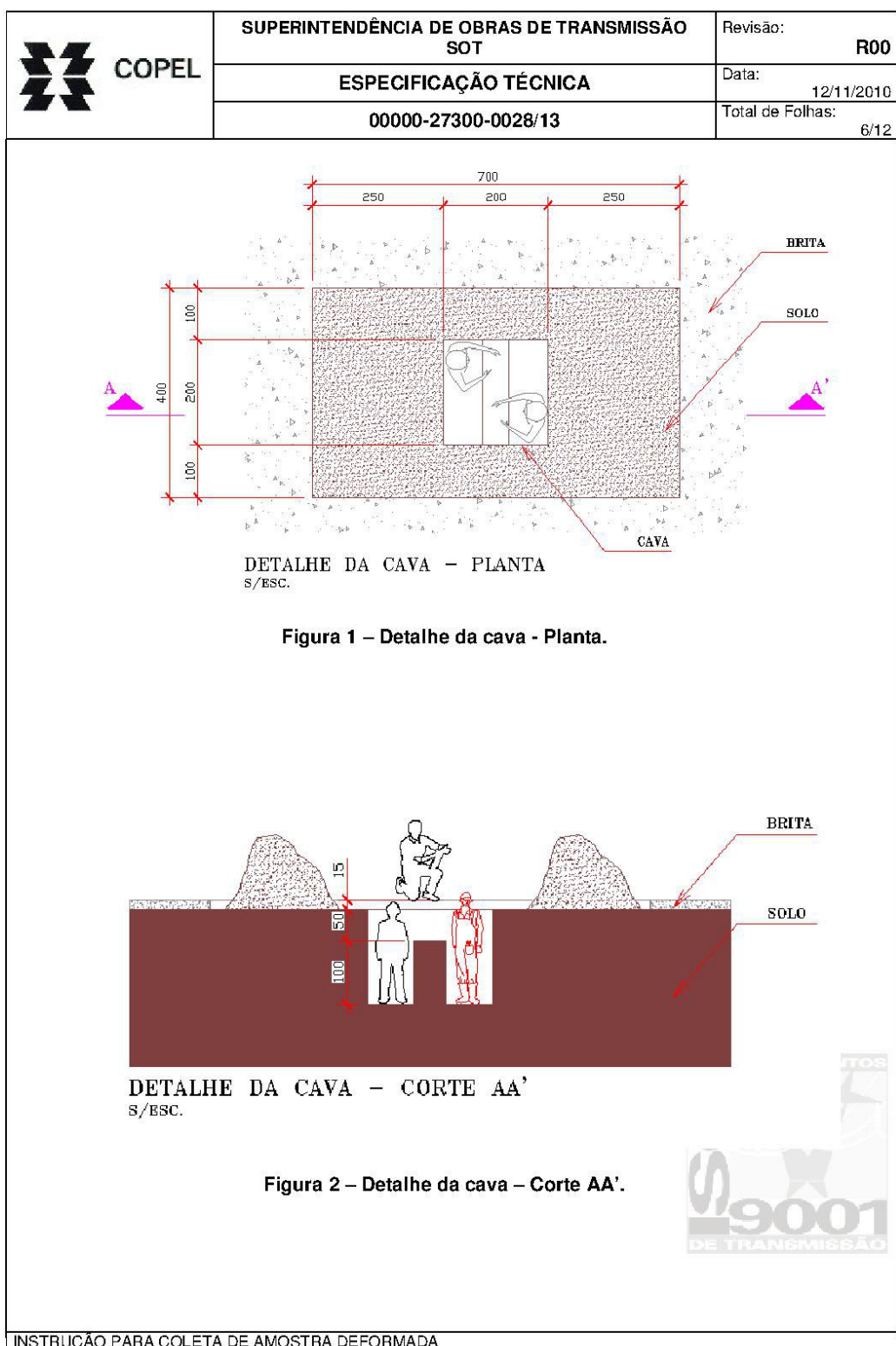
A escavação deve ser iniciada após a remoção de todo o material contaminado pela brita ate que a superfície fique isenta de qualquer detrito.

Nesta área, será locado de forma centralizada o poço de escavação para retirada de amostra indeformada. A seção transversal mínima do poço será de 2,0 X 2,0 metros de lado (poço quadrado) na área disponível previamente limpa. A escavação, executada com picareta, enxada, pá e/ou processo mecânico, deve prosseguir normalmente até atingir uma profundidade máxima de 1,50 metros. O controle da profundidade do poço será feito através de medida direta entre o fundo do poço e um ponto predeterminado na superfície natural do terreno.


O material da escavação será depositado na área destinada para tal ao redor da cava, de modo que este não se misture à brita do pátio (Figura 1 e 2).



**INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA**





 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 7/12

Toda a área ao redor do poço deverá ser isolada adequadamente com sinalização de advertência de modo a evitar acidentes.

O poço é considerado concluído nos seguintes casos:

- Quando atingir a profundidade prevista pela programação dos trabalhos;
- Quando houver insegurança referente à estabilidade do terreno impedindo a continuidade do trabalho;
- Por solicitação da CONTRATANTE.

No final de cada jornada de trabalho, após a conclusão dos serviços, o poço será preenchido totalmente com solo, de acordo com as especificações da CONTRATANTE. Devido à retirada de amostras, haverá a necessidade de material complementar para o reaterro das cavas, ficando a cargo da CONTRATANTE, indicar local para retirada do mesmo ou aprovar a utilização do material de empréstimo escolhido.

Informações referentes a procedimentos para retirada de amostra estão descritas no item 4.3 deste documento.

**4.3. RETIRADA DE AMOSTRA INDEFORMADA**


Os procedimentos para coleta de amostra indeformada seguirão os critérios previstos na NBR 9604. O bloco de amostra indeformada será moldado em formato cúbico com arestas de 30 a 40 cm no máximo. Serão coletadas também, cinco amostras indeformadas nos cilindros de CBR para punção em laboratório. As amostras coletadas serão devidamente acondicionadas para conservar sua umidade natural.

A identificação das amostras será feita por etiquetas, com uso de caneta esferográfica ou tinta indelével, onde constará:

- Nome da obra;

INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA



 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 8/12

- Nome do local;
- Número do poço;
- Intervalo de profundidade;
- Data da coleta;
- Nome do responsável pela coleta.

Segue modelo de etiqueta para amostra (Figura 3).

## LAME

LABORATÓRIO DE  
MATERIAIS E ESTRUTURAS

Nome da Obra:

Local:

Número do poço:


Profundidade da coleta:

Responsável pela coleta:


Data de Coleta:     /     /

Observação:

**Figura 3 – Modelo de etiqueta para amostra.**



**INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA**

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 9/12

**5. PROCEDIMENTO PARA PROVA DE CARGA SOBRE PLACA**

**5.1. APARELHAGEM**

Para realização da prova de carga sobre placa, são necessárias as seguintes ferramentas:


- Placa para aplicação de cargas no solo;
- Macaco hidráulico munido de bomba e manômetro;
- Extensômetros;
- Equipamento para reação (caminhão trucado, carregado pesando em torno de 18 toneladas, prevendo ocasional ruptura);
- Dispositivos de referência para medidas de recalque.
- Banco;
- Barraca.

**5.2. LOCAÇÃO E INSTALAÇÃO**

A locação das áreas destinadas à prova de carga será informada através de desenho específico de cada obra, com ponto de referência fixo em estrutura existente. Para escolha do local, será levada em consideração a locação da malha de terra, rede de drenagem e altura mínima para que o bulbo de tensões não ultrapasse a espessura do aterro compactado.

Será executada a limpeza superficial do terreno, removendo a camada de brita de uma área de 7,00 X 4,00 metros, locada de acordo com desenho específico de cada obra

INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA

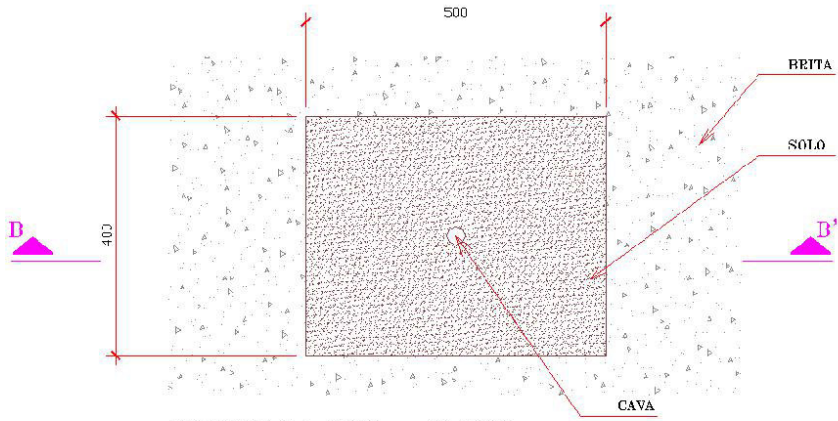
	SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT	Revisão: <b>R00</b>
	ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA	Data: 12/11/2010
	00000-27300-0028/13	Total de Folhas: 10/12

(Figura 4).

A instalação dos equipamentos para a prova de carga será iniciada após a remoção de todo o material contaminado pela brita até que a superfície fique isenta de qualquer detrito (Figura 5).


A placa para aplicação das cargas terá área de  $0,071\text{m}^2$ , diâmetro de 30cm, e a cota de aplicação de carga será na superfície de solo devidamente nivelada e com todos os cuidados necessários para evitar alteração na umidade natural e amolgamento do solo na superfície de carga.


Não deverão existir cargas aplicadas ao redor da placa dentro de uma faixa de largura, pelo menos, igual ao diâmetro da placa.

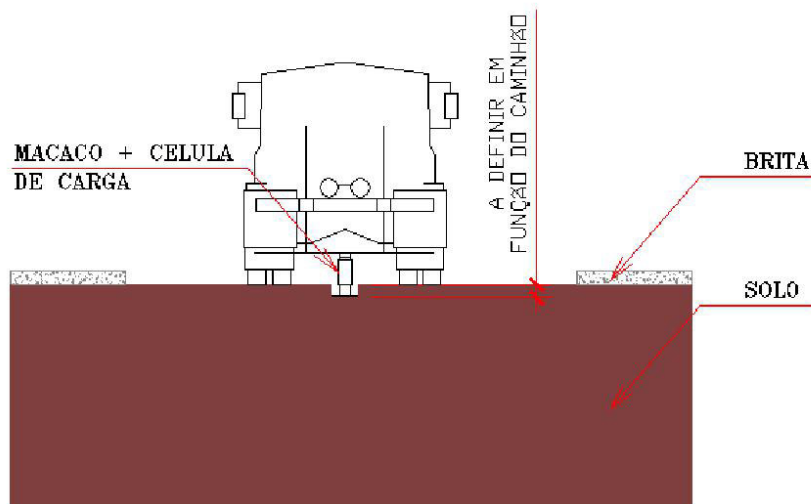


DETALHE DA CAVA – PLANTA  
S/ESC.

**Figura 4 – Detalhe da cava - planta.**



 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 11/12



**DETALHE DA CAVA – CORTE BB’**  
S/ESC.

**Figura 5 – Detalhe da cava – Corte BB’**


### 5.3. EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA

Para a execução da prova de carga, ocorrerá o seguinte processo:

A carga será aplicada à placa em estágios sucessivos de, no máximo, 20% da taxa admissível do solo. Nesta pesquisa, o valor de referência utilizado para o dimensionamento da carga aplicada será o dobro do valor de projeto considerado pela CONTRATANTE no dimensionamento das fundações rasas dos equipamentos ( $1,5 \text{ kgf./cm}^2$ ).

A cada estágio de carga, os recalques serão lidos imediatamente após a aplicação dessa carga e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1, 2, 4, 8, 15 minutos, etc.). Novo acréscimo de carga será aplicado somente depois de verificada a estabilização

INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA

 <b>COPEL</b>	<b>SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS DE TRANSMISSÃO SOT</b>	Revisão: <b>R00</b>
	<b>ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA</b>	Data: 12/11/2010
	<b>00000-27300-0028/13</b>	Total de Folhas: 12/12

dos recalques (com tolerância máxima de 5% do recalque total nesse estágio, entre leituras sucessivas).

O ensaio deverá ser levado até, pelo menos, observar-se um recalque total de 25 mm ou até atingir-se o dobro da taxa admitida para o solo.

A carga máxima alcançada no ensaio, caso não se vá até a ruptura, deverá ser mantida por, pelo menos, 12 horas.

A descarga deverá ser feita em estágios sucessivos, não superiores a 25% da carga total, lendo-se os recalques de maneira idêntica à do carregamento e mantendo-se cada estágio até a estabilização dos recalques, dentro da precisão admitida.

#### 5.4. RESULTADOS

O resultado do ensaio será uma curva pressão-recalque onde figurarão as observações feitas no início e no fim de cada estágio de carga, com indicação dos tempos decorridos. Em anexo à curva de resultados serão fornecidas as seguintes informações:

- Dia e hora de início e fim da prova de carga;
- Situação do local da prova no terreno e cota da superfície carregada em relação ao RN previamente determinado;
- Corte do poço de prova com indicação de dimensões e natureza do terreno até, pelo menos, uma vez e meia o diâmetro da placa abaixo da superfície de carga;
- Referência aos dispositivos de carga e de medida;
- Ocorrências excepcionais durante a carga. Por exemplo: perturbações no dispositivo de carga e de medida, modificações na superfície do terreno adjacente à prova, etc.

**INSTRUÇÃO PARA COLETA DE AMOSTRA DEFORMADA**